鋼床版 U リブ・デッキプレート溶接部のルートき裂に対する維持管理に関する研究

服部　雅史

論文概要

鋼床版とはデッキプレートを縦，横リブで補剛した床版構造であり，コンクリート系の床版と比べて，死荷重，桁高，工期を縮減できることから，長支間の橋梁，支持地盤の悪い地域の橋梁，架設の制約から軽量かつ工期縮減が求められる橋梁，桁高に制約がある橋梁などに用いられている．縦リブには，溶接延長や塗装面積を低減できること，ねじり剛性を高くできることなどの利点より， U リブを用いられることが多い．一方，U リブ・デッキプレート溶接部は片側からのすみ肉溶接となることから疲労強度が低く，ルートを起点としてデッキプレートへ進展する疲労き裂（以下，デッキ進展型き裂）や溶接ビードへ進展する疲労き裂（以下，ビード進展型き裂）の報告がある．これらのき裂が進展すると走行車両の安全な通行を脅かす恐れが高い．また，これらのき裂は延長の長い溶接線に発生することや，目視できないルートが起点となることから，位置の特定や検出が難しく，維持管理上取り扱いに苦慮するき裂の一つである．

本研究では，疲労強度が比較的低いと考えられる 2002 年の道路橋示方書以前の基準で設計された鋼床版を主な対象として，U リブ・デッキプレート溶接部のデッキ進展型き裂，ビード進展型き裂の双方（以下，ルートき裂）に対して点検，調査，評価，対策といった維持管理方法を確立することを目的として，実験，現地調査および解析的な検討を行ったものである．

第 1 章「序論」では，研究の背景として鋼床版の歴史，基準の変遷，構造の概要を踏まえ，鋼床版の疲労損傷のうち代表的なき裂パターンの整理や，特に走行安全性に影響を与える恐れがあるき裂に関して発生メカニズムや進展挙動を概説した．そのうえで，研究対象としてルートき裂に着目した理由や維持管理方法に関する現状の課題を示し，本研究の目的について述べた．

第 2 章「ルートき裂の発生寿命と進展方向の推定方法に関する検討」では，ルートき裂に対する，参照応力による疲労強度評価法の確立を目的とし，参照応力によるき裂発生寿命やき裂進展方向の推定に関して検討した．

疲労試験および弾性有限要素解析の結果から，フィレット形のノッチ応力を評価応力として用いることで，き裂発生寿命との関係を求め，その S-N 曲線を提案した．

弾性有限要素解析により，載荷位置，溶接形状，タイヤ形状，アスファルト舗装の剛性，対象断面の違いによる評価応力の発生挙動の特徴を把握したうえで，4 箇所の参照応力からルートの評価応力を推定する方法を提案した．提案した推定方法は誤差が概ね 10%以内であることを確認するとともに，疲労試験結果をこの推定方法より適切に評価できることを確認した．

デッキプレート側と U リブ側のルートに対する評価応力の大小関係からき裂進展方向を判別する方法を提案した．その方法により疲労試験結果を適切に判別できるとともに，既往の知見とも整合することを確認した．

以上を踏まえ，評価応力とき裂発生寿命の S-N 曲線，参照応力から評価応力を推定する方法，評価応力からき裂進展方向を判別する方法の 3 つを組み合わせて用いることで，実橋から得られる参照応力の情報よりき裂発生寿命やき裂進展方向を推定する方法を構築した．

第 3 章「実橋計測によるルートき裂の発生寿命と進展方向の推定方法の検証」では，第 2 章にて構築した評価方法の実橋への適用について検討し，その妥当性を検証した上で，重点的に点検，調査する箇所を抽出する方法を検討した．

参照応力から評価応力を推定する第 2 章の方法を，実橋へ適用できるよう修正した．その推定方法においても誤差が概ね 20%以内であることを確認した．そのうえで，き裂発生数が明確に異なる実橋の 2 つの工区に対して参照応力と溶接脚長の計測を行い，評価応力を推定した．また，この評価応力から算出される等価応力範囲と温度の関係を定式化した．

実橋計測結果より求めた累積疲労損傷比によるき裂発生時期，発生箇所および進展方向の評価について，その妥当性を実橋に生じたき裂と比較することで示した．そのうえで，参照応力と溶接脚長の実橋計測結果，および気温や大型車交通量といった定常的に得られるデータから重点的に点検，調査する箇所を抽出するスクリーニングフローを提案した．

第 4 章「ルートき裂の調査に対する超音波探傷の適用性に関する検討」では，ルートき裂を検出できる非破壊検査手法とその測定精度について，実際の疲労き裂を用いて検討した．

一般部に適用することを想定したフェーズドアレイ超音波探傷試験については，デッキ進展型き裂に対して 3 経路のエコーによる測定方法を比較した結果，き裂長さはデッキプレート上面で反射した後，き裂破面で反射したエコーを，き裂深さはき裂先端部で散乱したエコーを用いることにより精度よく測定できることを示した．その精度は，き裂深さが 2.2mm 以上の範囲では，誤差±1.5mm 以内であった．き裂長さの測定値は実測値の 94%程度であった．

ビード進展型き裂に対して，2 経路のエコーおよび 3 種類の判読方法による測定方法について比較した結果，き裂長さや深さは U リブウェブの内面側で反射した後，き裂破面で反射する成分を用いて，先端部近傍で信号レベルがピークの点と，デッキプレート側の探触子でき裂なしと判断した箇所において測定したルートの未溶着部先端位置との間の距離から評価する方法が精度よく測定できることを示した．その精度は，き裂深さが 2.8mm 以上の場合，概ね±2.0mm 以内の誤差であった．き裂長さの測定値は実測値の 100～102%であった．

測定精度に対する塗膜の影響については，塗膜の有無により測定精度は変化するものの，塗膜の上からの探傷も可能であることを示した．

横リブ交差部のデッキ進展型き裂に対して，フルマトリクス・キャプチャと，トータル・フォーカシング法を組み合わせた検査方法が有効な方法であることを示した．

第 5 章「ルートき裂に対する UHPFRC 敷設による対策方法の検討」では，ルートき裂のうち主にデッキ進展型き裂を対象として，超高性能繊維補強セメント系複合材料の敷設（以下，UHPFRC 敷設）による疲労対策の効果とその対策自体の疲労耐久性について，有限要素解析および疲労試験により検討した．加えて，UHPFRC 敷設によるビード進展型き裂に対する対策効果に関しても解析的に考察した．

解析的な検討として，デッキ進展型き裂に対して，道路橋示方書の F 荷重以下の荷重作用であれば，線形弾性破壊力学が適用できることを示した．き裂深さがデッキプレート板厚の 1/6～5/6 の範囲では少なくとも，デッキ進展型き裂の進展にはモード I が支配的であることが明らかとなった．また，モード I の応力拡大係数はき裂深さがデッキプレート板厚の 1/2～2/3 で極値となり，

それ以降は進展とともに減少していくことを示した．デッキ進展型き裂の応力拡大係数範囲における UHPFRC 敷設と，一般的な対策方法である SFRC 敷設の差は，敷設材のデッキプレートとの接着の有無による差に比べて小さいことを示した．つまり，敷設材の剛性よりも，デッキプレートとの合成の有無の方が対策効果に影響を与えるため，SFRC 敷設に関する既往の研究と同様に合成機能を担う接着剤の耐久性が重要といえる．

疲労試験により 4 つのデッキ進展型き裂が得られ，うち 3 つに対して，き裂処理を省略しても UHPFRC 敷設により進展が抑制できることを確認した．残り 1 つについては，対策後に進展がみられたが，デッキプレートを貫通するき裂にまでは至らなかった．また，き裂閉口や溶接残留応力を考慮していない弾性有限要素解析により，進展挙動を評価できる可能性があることを示した．加えて，輪荷重走行試験により UHPFRC の材料自体やそのデッキプレートとの界面に大きな劣化がないことを確認し，UHPFRC 敷設が有する耐用年数を試算した結果，100 年以上の耐用年数であることを示した．

解析的な検討として，ビード進展型き裂に対しても，応力低減効果やき裂進展抑制効果が期待できる可能性があることを示した．

第 6 章「ルートき裂に対する床版下面からの対策方法の検討」では，交通規制が不要であり，かつ死荷重が増加しないルートき裂に対する対策方法を検討した．具体的には既往の対策方法の整理から，U リブの下フランジを撤去し，U リブ・デッキプレート溶接部を U リブ内側から溶接する対策方法を提案した．

本対策による構造改変に対して，耐荷性能は設計制限値の範囲内となることを確認した．また，溶接の施工性や出来形を確認し，上向き姿勢での施工においても想定した溶接ビードや止端処理を形成できることを確認した．加えて，アスファルト舗装への影響を検討した結果，輪荷重によるデッキプレート変形により橋軸方向のひび割れが発生する可能性は小さいこと，溶接の熱影響が小さいことを確認した．

弾性有限要素解析により，本対策のルートき裂に対する応力低減効果やき裂進展抑制効果は，一般的な対策方法である SFRC 敷設と同等以上であることを確認した．また，他の部位への影響については，必要に応じて構造の見直しや，別途対策を講じることで対処可能であることを確認した．

本対策の疲労耐久性を確認するため，定点疲労試験を実施した．その結果，横リブ交差部において追加溶接止端部からデッキプレートに進展，貫通するき裂が発生したものの，ピーニング処理によりその発生を抑制することができた．また，疲労試験結果に基づき，本対策が有する耐用年数を試算した結果，100 年以上の耐用年数であることを示した．

第 7 章「ルートき裂に対する維持管理方法の提案」では，第 2 章から第 6 章まで研究結果を踏まえ，ルートき裂に対する事後保全型と予防保全型の維持管理方法を提案した．

最後に，第 8 章「結論」では，以上の成果を要約して総括するとともに，今後の課題を述べた．

目次

第１章　序論 …… 1
1.1　研究の背景 …… 1
1.2　鋼床版の構造概要 …… 3
1.2.1　設計基準の変遷 …… 3
1.2.2　構造詳細 …… 4
1.2.3　海外の基準 …… 4
1.3　鋼床版の疲労損傷の概要 …… 6
1.3.1　代表的な疲労き裂 …… 6
1.3.2　走行安全性に影響を与える恐れがあるき裂 …… 6
1.4　U リブ・デッキプレート溶接部のルートき裂に関する既往研究 …… 8
1.4.1　ビード進展型き裂 …… 8
1.4.2　デッキ進展型き裂 …… 9
1.5　研究の目的 …… 10
1.6　論文の構成 …… 10
参考文献 …… 12

第２章　ルートき裂の発生寿命と進展方向の推定方法に関する検討 …… 15
2.1　はじめに …… 15
2.2　評価応力の検討 …… 15
2.2.1　疲労試験の概要 …… 15
2.2.2　評価応力の概要 …… 17
2.2.3　有限要素解析の概要 …… 18
2.2.4　評価応力とき裂発生寿命との関係 …… 18
2.3　溶接部近傍の応力特性 …… 19
2.3.1　有限要素解析の概要 …… 19
2.3.2　評価応力の橋軸直角方向影響線 …… 22
2.4　参照応力による評価応力の推定 …… 23
2.4.1　参照応力の概要 …… 23
2.4.2　参照応力点の選定 …… 24
2.4.3　参照応力による評価応力の推定方法 …… 26
2.4.4　溶接ビード上の参照応力値の補正 …… 27
2.4.5　疲労試験に対する本評価の適用 …… 30
2.4.6　橋軸方向の載荷位置の影響 …… 31

2.5　評価応力によるき裂進展方向の判別 ……32
2.5.1　き裂進展解析の概要 ……32
2.5.2　き裂進展解析の結果 ……32
2.5.3　き裂進展方向の判別方法 ……34
2.6　まとめ ……35
参考文献 ……36

第３章　実橋計測によるルートき裂の発生寿命と進展方向の推定方法の検証 …… 38
3.1　はじめに ……38
3.2　参照応力による疲労強度評価法 ……39
3.2.1　評価応力とき裂発生寿命との関係 ……39
3.2.2　評価応力の推定方法の概要 ……40
3.2.3　本章での評価応力の推定方法 ……40
3.3　実橋計測の概要 ……42
3.3.1　対象橋梁の概要 ……42
3.3.2　調査箇所の抽出 ……45
3.3.3　計測の概要 ……46
3.4　実橋計測結果 ……46
3.4.1　溶接脚長 ……46
3.4.2　走行位置のばらつき ……46
3.4.3　評価応力と温度の関係 ……47
3.4.4　繰返し回数と交通量の関係 ……49
3.5　累積疲労損傷比の推定方法の提案とその検証 ……49
3.5.1　累積疲労損傷比の推定方法 ……49
3.5.2　累積疲労損傷比 ……50
3.5.3　実橋のき裂状況との比較 ……52
3.6　スクリーニング手法の提案 ……53
3.6.1　き裂進展方向の判別方法 ……53
3.6.2　提案するスクリーニング手法 ……54
3.7　まとめ ……54
参考文献 ……56

第４章　ルートき裂の調査に対する超音波探傷の適用性に関する検討 …… 58
4.1　はじめに ……58
4.2　既往のルートき裂に対する調査方法の整理 ……58
4.3　PAUT の概要 ……59
4.3.1　探傷の原理 ……59
4.3.2　使用装置の概要 ……60

4.4　疲労き裂を導入した試験体の製作……62
4.4.1　試験体の概要……62
4.4.2　疲労き裂の導入方法……63
4.4.3　き裂寸法の実測方法……64
4.4.4　疲労き裂の実測結果……65
4.5　PAUT によるき裂寸法測定方法とその精度……67
4.5.1　デッキ進展型き裂の寸法測定方法……67
4.5.2　デッキ進展型き裂に対する測定精度……67
4.5.3　ビード進展型き裂の寸法測定方法……69
4.5.4　ビード進展型き裂に対する測定精度……70
4.6　塗膜の影響の確認……73
4.6.1　塗装試験体……73
4.6.2　塗装前後の感度変化……74
4.6.3　塗装前後のき裂深さの測定結果の比較……74
4.7　横リブ交差部での探傷方法の検討……75
4.7.1　探傷方法の検討……75
4.7.2　FMC/TFM の概要……76
4.7.3　試験体の概要と導入したき裂の実測結果……77
4.7.4　FMC/TFM によるき裂寸法測定方法とその精度……78
4.8　まとめ……81
参考文献……81

第 5 章　ルートき裂に対する UHPFRC 敷設による対策方法の検討……84
5.1　はじめに……84
5.2　輪荷重走行試験の概要……85
5.2.1　輪荷重走行試験の鋼床版試験体……85
5.2.2　UHPFRC 敷設……87
5.2.3　輪荷重走行試験機……89
5.2.4　ひずみ計測……89
5.2.5　試験の流れ……90
5.3　定点疲労試験の概要……92
5.3.1　定点疲労試験の鋼床版試験体……92
5.3.2　試験の流れ……93
5.4　有限要素解析の概要……95
5.4.1　解析方法……95
5.4.2　解析モデルの検証……97
5.4.3　応力拡大係数の求め方……98

5.5　UHPFRC 敷設によるデッキ進展型き裂の進展抑制効果 …… 101
5.5.1　破面観察 …… 101
5.5.2　応力拡大係数とき裂深さの関係 …… 102
5.5.3　き裂進展挙動 …… 104
5.5.4　応力拡大係数範囲 …… 105
5.6　UHPFRC 敷設の疲労耐久性 …… 107
5.6.1　溶接部近傍の応力と載荷回数の関係 …… 107
5.6.2　UHPFRC 上面のひび割れ …… 108
5.6.3　UHPFRC 上面のひずみの影響線 …… 109
5.6.4　UHPFRC とデッキプレートとの残存付着強度 …… 110
5.6.5　本試験の疲労負荷と実橋との関係 …… 111
5.7　UHPFRC 敷設によるビード進展型き裂への対策効果 …… 111
5.7.1　応力低減効果 …… 111
5.7.2　応力拡大係数範囲とき裂深さの関係 …… 112
5.8　まとめ …… 113
参考文献 …… 114

第 6 章　ルートき裂に対する床版下面からの対策方法の検討 …… 117
6.1　はじめに …… 117
6.2　既往の床版下面からの疲労対策の整理 …… 117
6.3　U リブの開断面化および両側すみ肉溶接化による対策方法の提案 …… 118
6.4　耐荷性能への影響 …… 119
6.4.1　U リブの耐荷性能 …… 119
6.4.2　2 方向面内力を受ける補剛板としての耐荷性能 …… 119
6.5　溶接の施工性と出来形 …… 122
6.6　アスファルト舗装への影響 …… 124
6.6.1　デッキプレートの変形 …… 124
6.6.2　溶接による熱影響 …… 126
6.7　局部応力性状の確認 …… 129
6.7.1　有限要素解析の概要 …… 129
6.7.2　着目溶接部の局部応力特性 …… 130
6.7.3　き裂進展抑制効果 …… 132
6.7.4　他の部位への影響 …… 132
6.8　疲労耐久性の検証 …… 135
6.8.1　定点疲労試験の概要 …… 135
6.8.2　定点疲労試験の結果 …… 136
6.8.3　生じた疲労き裂とその原因考察 …… 139
6.8.4　本試験の疲労負荷と実橋との関係 …… 141

6.9　まとめ …… 143
参考資料 …… 143

第 7 章　ルートき裂に対する維持管理方法の提案 …… 146
7.1　はじめに …… 146
7.2　事後保全型の維持管理方法 …… 149
7.3　予防保全型の維持管理方法 …… 153
7.4　まとめ …… 155
参考資料 …… 155

第 8 章　結論 …… 157

謝辞 …… 160

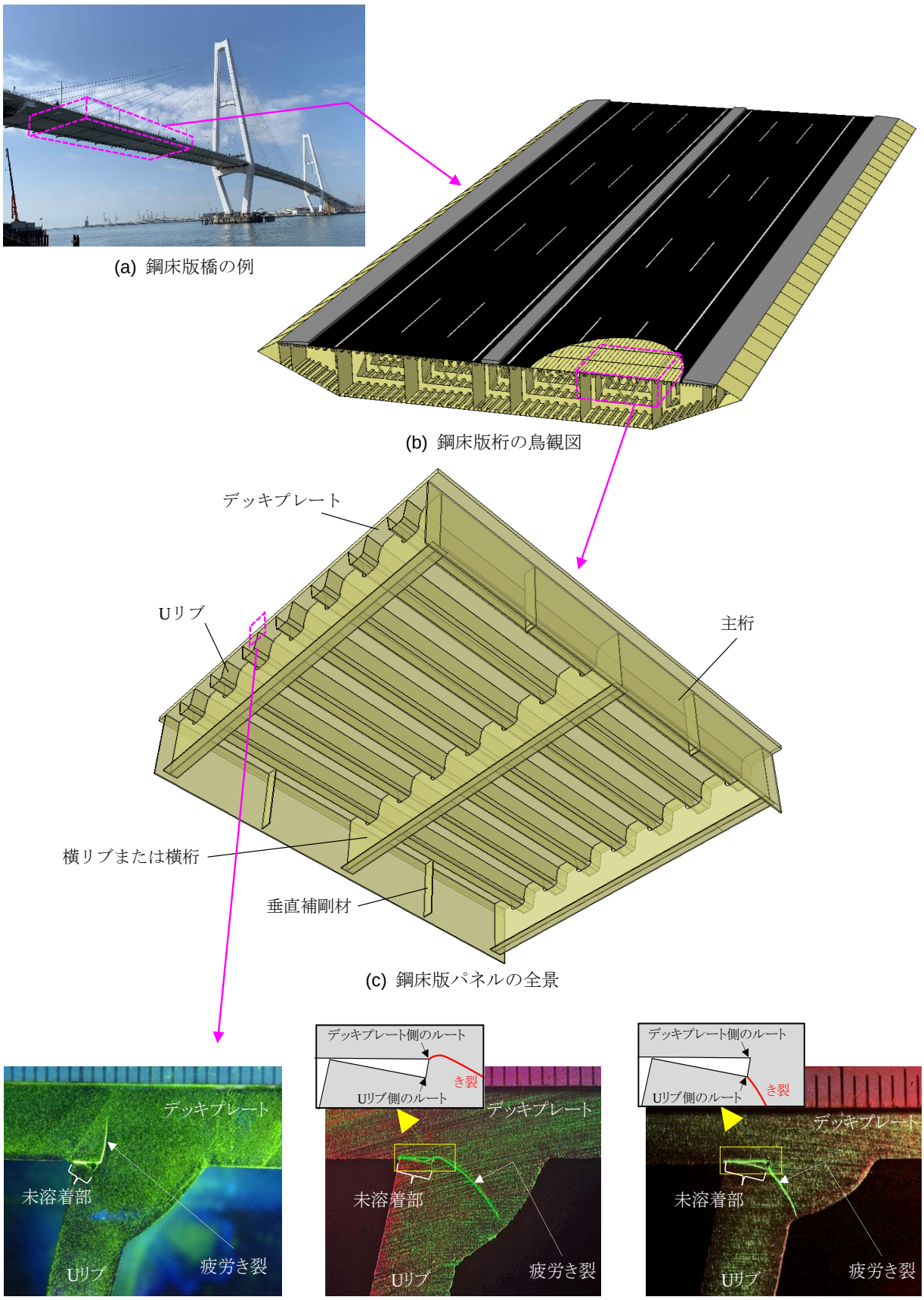
第１章　序論

1.1　研究の背景

鋼床版とは，図-1.1(a)～(c)のようにデッキプレートを縦，横リブで補剛した床版構造である．コンクリート系の床版と比べて，死荷重，桁高，工期を縮減できることから，長支間の橋梁，支持地盤の悪い地域の橋梁，架設の制約から軽量かつ工期縮減が求められる橋梁，桁高に制約がある橋梁などに用いられている．

縦リブの形式にはバルブプレートや平板を用いた開断面リブと，U リブを用いた閉断面リブに大別される．鋼床版の歴史について文献 1)でまとめられており，それを参考に概説する．1920 年代より米国で I 形鋼によりデッキプレートを補剛した Battle-deck Floor という鋼床版構造が採用されはじめた．1930 年代のドイツでもデッキプレートを I 形鋼の縦リブと横リブの格子構造で補剛した鋼床版が提案され，これを用いた Feldweg 橋が建設された．このように初期の鋼床版はいずれも開断面リブを縦リブとしていた. その後，ドイツでは 1954 年に Weser Bridge Porta や Duisburg-Homberg 橋において，米国では 1965 年の Dublin 580/680 試験橋において，縦リブに閉断面リブである U リブを用いた鋼床版が建設され，今日では U リブを用いた鋼床版が一般的な構造となっている．日本においても，1954 年に初めての鋼床版を有する橋として L 形鋼を縦リブとした開断面リブの中里跨線橋が完成したのち，1969 年に初めて閉断面リブとして U リブを有する新淀川大橋が建設されており，1972 年以降は縦リブに閉断面リブである U リブを用いた鋼床版が一般的となった．1980 年には日本鋼構造協会において U 形鋼の規格が制定されたことから，それ以降に建設された鋼床版の U リブ寸法は統一されている．

U リブを用いることで溶接延長や塗装面積を開断面リブよりも低減できること，ねじり剛性を高くできることといった利点より，縦リブに U リブを用いることが多くなっている. その一方で，片側からのすみ肉溶接となることから疲労強度が低くなる．鋼床版の U リブ・デッキプレート溶接部において，ルートを起点としてデッキプレートへ進展する疲労き裂（以下，デッキ進展型き裂）や溶接ビードへ進展する疲労き裂（以下，ビード進展型き裂）の報告がある [2), 3)]．それらのき裂を図-1.1(d)～(f)に示す．デッキ進展型き裂は，海外では 1977 年にフランスの仮設高架橋 [4)]で，国内では 1999 年に湘南大橋 [5)]での事例が報告されて以降，多数の報告がある．ビード進展型き裂は，海外では 1970 年代にイギリスの Severn 橋 [4)]で，国内では 1993 年に阪神高速道路 [6)]での事例が報告されて以降，多数の報告がある．デッキ進展型き裂は，デッキプレートを貫通すると路面の凹凸を引き起こす恐れがある．ビード進展型き裂は，溶接ビードを貫通し，最終的にデッキプレートや U リブ母材に進展することで，縦リブの性能を損なう恐れがある．どちらも路面に近い場所で生じるき裂であり，走行車両の安全な通行を確保するためには対策が急務である．



(a) 鋼床版橋の例

(b) 鋼床版桁の鳥観図

(c) 鋼床版パネルの全景

(d) デッキ進展型き裂（D 型）

(e) ビード進展型き裂（BD 型）

(f) ビード進展型き裂（BU 型）

図-1.1　鋼床版と U リブ・デッキプレート溶接部のルートき裂

1.2　鋼床版の構造概要

1.2.1　設計基準の変遷

主に U リブとデッキプレートに関連する基準の変遷について，文献 2)，7)を参考に概説する．鋼床版に関する基準は 1964 年の溶接鋼道路橋示方書 [8]において制定され，1973 年，1980 年，1994 年，1996 年，2002 年，2012 年，2017 年の道路橋示方書 [9)-16)]の改定の度に最新の知見に基づき見直しが行われてきた．

1964 年の基準 [8]では，鋼床版に関する節が設けられ構造に関する規定が制定された．規定内容は以下である．

- 鋼板を縦リブと横リブで補剛し，アスファルト舗装を厚さ 5～8cm で施工する，現場継手を除いたすべてを溶接構造としたものに鋼床版の規定を適用する
- 鋼床版は主桁の一部としての作用，床や床組構造としての作用を同時に受ける
- 縦リブや横リブの設計に際して，デッキプレートの有効幅が規定される
- デッキプレートの最小板厚 12mm が規定される
- 縦リブの許容応力度として，一般の部材よりも低減された許容応力度が規定される

1973 年の改定 [9]の主な項目は以下である．

- 重交通路線に対し，T 荷重により算出する断面力の割増し係数が規定される
- 縦リブは特別な場合を除き，横リブのウェブを通して連続させる構造とする

1980 年の改定 [10]の主な項目は以下である．

- 縦リブに対して，疲労を考慮した許容応力度や，現場溶接への許容応力度の低減が規定される
- 腐食に対して十分な配慮を行う場合，閉断面縦リブの最小板厚が 8mm から 6mm となる

1994 年の改定 [11]の主な項目は以下である．

- T 荷重が 80kN から 100kN となる
- デッキプレートの最小板厚の計算式が 0.035b から 0.037b（b は横リブ間隔）となる

1996 年の改定 [12]の主な項目は以下である．

- 舗装へのひび割れ抑制の観点から，輪荷重の常時走行位置が主桁や縦桁のウェブ直上と一致しないように配慮することが示される

2002 年の改定 [13]の主な項目は以下である．

- 鋼道路橋の疲労設計指針 [17]を疲労設計の参考にすることが示される
- 以下の条件を満たす場合，疲労耐久性が確保できる構造詳細が示される
  - 縦リブ支間 2.5m 以下
  - 縦リブに用いる U リブは U-320×240×6，U-320×260×6 ，U-320×240×8 ，U-320×260×8
  - デッキプレートの板厚は 12～16mm
- U リブ・デッキプレート溶接部の溶込み量は U リブ板厚の 75%以上と規定される
- 縦リブの現場継手は高力ボルト継手を標準とする

2012 年の改定 [14]の主な項目は以下である．

- U リブを有する場合のデッキプレートの最小板厚が 12mm から 16mm となる

2017 年の改定[15),16)]の主な項目は以下である．

- 設計供用期間が 100 年と規定される
- 疲労設計荷重として，変動応力算出に用いる F 荷重が規定される
- 疲労の影響に関して鋼道路橋の疲労設計指針[17)]に記載の構造細目による事項が示方書で規定される

このように基準の変遷を整理すると，一部は構造の合理化のための改定も含まれるが，多くは疲労に対しての配慮事項に関する改定であることがわかる．また，2002 年の改定[13),17)]を契機に鋼橋への疲労設計が導入されたことから，この改定年の前後で設計された構造物の疲労耐久性には差があると考えられる．

1.2.2　構造詳細

鋼床版の U リブとデッキプレートに関連する構造詳細について，文献 2)を参考に概説する．

U リブの形状については，1980 年に日本鋼構造協会において鋼床版用 U 形鋼として規格化された[18)]．上幅はデッキプレート厚 12mm を想定して 320mm，傾斜角は 1 : 4.5，曲げ半径は 40mm である．

U リブの支間については，板厚 6mm の U リブの場合は 3m 程度以下で用いられることが多い．鋼道路橋の疲労設計指針[17)]の適用範囲が支間 2.5m 以下とされたため，2002 年以降は特に支間 2.5m で設計されることが多い．

U リブ・デッキプレート溶接部の溶込み量については，鋼道路橋の疲労設計指針[17)]において U リブ板厚の 75%以上となるよう規定された．この溶込み量の規定は，ビード進展型き裂が海外では 1970 年代にイギリスの Severn 橋[4)]で，国内では 1993 年に阪神高速道路[6)]で確認されて以降多数の報告があり，その発生原因は溶接ののど厚不足と考えられたため，疲労試験結果[19)]や諸外国の基準[20), 21)]を参考に規定された．

U リブ・デッキプレート溶接部と横リブまたは横桁の溶接部との交差部については，2002 年以前は過大な空壁を設けない点を考慮しながら，溶接量の低減や施工性を目的に半径 25～35mm のスカラップを横リブに設けるのが一般的であった．道路事業者によってはスカラップサイズやスリット形状を標準化している場合もある[22)-25)]．2002 年以降は鋼道路橋の疲労設計指針[17)]において，疲労耐久性に配慮した交差部の標準的な構造詳細としてスカラップは設けないよう規定された．

その他，前項にも記載したように，U リブを有する場合のデッキプレートの最小板厚や，縦リブの現場継手の仕様についての規定も存在する．

このように，鋼床版の U リブとデッキプレートに関連する構造詳細については，適用する基準に応じて画一的に定められている場合が多いため，ある橋梁において何か問題が生じると他の同時期に設計された橋梁にも広く波及してしまう恐れがある反面，維持管理に関する対策を講じる際には具体的で個別な検討が，一般的な対策法として適用しうる可能性が高いといった利点も有する．

1.2.3　海外の基準

鋼床版の U リブとデッキプレートに関連する海外の基準として，米国の AASHTO[26)]と欧州の

表-1.1　海外の基準と道路橋示方書との比較

	AASHTO[26)] 2020年	Eurocode[27)] 2006年	H29道示[16)] 2017年	H8道示[12)] 1996年
デッキプレートの最小板厚	15.9mm (0.625inch)	14mm（舗装厚70mm以上） 16mm（舗装厚40mm以上）	16mm	12mm
Uリブの最小板厚	4.8mm (0.1875inch)	6mm	6mm	6mm
Uリブの支間	—	—	2500mm以内	—
Uリブの形状寸法	—	—	JSS II 08-2006[18)]の規格	—
Uリブの剛性	Uリブやデッキプレートの板厚，Uリブの支間，Uリブ高さからなる制限値の規定がある	Uリブの支間と断面二次モーメントとの関係から最小必要剛度の規定がある	—	—
Uリブ・デッキプレート溶接部				
最小溶接サイズ	6.4mm (1/4inch)	—	6mm	6mm
溶接溶込み量	最低でも60% のど厚をUリブの板厚以上	のど厚をUリブの板厚以上	リブ板厚の75%以上	—
ブロースルー	許容しない	—	—	—
ルートギャップ	0.5mm (0.02inch) 以下	2mm以下	1mm以下	1mm以下

Eurocode[27)]を，日本の道路橋示方書（以下，H29 道示）[16)]や，その 2002 年の改定前のもの（以下，H8 道示）[12)]と比較した．その一覧表を**表-1.1** に示す．デッキプレートの最小板厚について，H29 道示は閉断面リブの場合の基準を示した．Eurocode は舗装の影響を考慮し，舗装厚に応じたデッキプレートの最小板厚としている．U リブの最小板厚について，道示は腐食に配慮した場合の基準を示した．U リブの支間について，AASHTO には 6000mm 以内であれば隣接する縦リブの影響を考えなくても良いといった記述があるものの，基準として示されたものはないことから表中には記載していない．U リブの形状寸法について，Eurocode には製作に関する許容誤差が示されているものの，断面形状自体の基準はないことから表中には記載していない．U リブ・デッキプレート溶接部の最小溶接サイズについて，AASHTO や道示の基準は U リブの片側すみ肉溶接に限定したものではなく，すみ肉溶接全般に対してのものである．U リブ・デッキプレート溶接部のルートギャップについて，道示の基準は U リブの片側すみ肉溶接に限定したものではなく，溶接全般に対してのものである．

AASHTO，Eurocode，道示を比較して，各基準の特徴を整理する．

AASHTO は，Eurocode や H29 道示と比較して U リブの最小板厚が小さいものの，U リブの局部座屈に配慮した照査事項が別途設けられている．また，U リブ・デッキプレート溶接部の疲労強度には，溶接溶込み量，メルト（ブロー）スルー，ルートギャップが影響するとされ[28)]，それらの項目に対応した基準が設定されている．

Eurocode は，AASHTO や H29 道示と比較してデッキプレートの最小板厚が小さいものの，舗装厚に応じた最小板厚の規定となっており，舗装厚が 40～70mm の場合は AASHTO や H29 道示とほぼ同じ 16mm となる．また，他の基準と異なり，U リブ・デッキプレート溶接部に対して疲労設計曲線が設定されている．

H29 道示は，構造詳細を定めることで疲労に配慮した設計とする体系となっており，他の基準にない U リブの支間や形状寸法といった条件規定がある．なお，AASHTO，Eurocode と各項目を比較してみても，概ね同程度の基準となっていることがわかる．

H8 道示は，AASHTO，Eurocode，H29 道示と比較すると，デッキプレートの最小板厚や U リブ・デッキプレート溶接部の溶接溶込み量など，U リブ・デッキプレート溶接部の疲労強度に関係すると考えられる規定に明確な差がある．

このように海外の基準を整理すると，AASHTO，Eurocode，H29 道示は概ね同程度の設計基準と考えられる．一方で，2002 年の改定以前の設計基準の代表として示した H8 道示をそれらと比較してみると，特に，デッキ進展型き裂やビード進展型き裂に対する疲労強度に関連した規定が充実していないことがわかる．

1.3　鋼床版の疲労損傷の概要

1.3.1　代表的な疲労き裂

鋼床版はアスファルト舗装を介して直接車両の荷重が載荷する床版構造であり，薄板のデッキプレートを溶接で取り付けたリブで補剛する溶接構造であることから，疲労損傷が生じやすい部材である．基準制定[8)]から疲労への配慮が講じられているが，近年，多数の疲労き裂が報告されている[2),29)]．文献 29)においてまとめられた鋼床版の代表的な疲労損傷の発生部位を**図-1.2** に示す．

1.3.2　走行安全性に影響を与える恐れがあるき裂

鋼床版のき裂が進展することで主桁や床版としての耐荷性能を損なう可能性は小さいと思われる．一方で，デッキプレートに進展するき裂は，デッキプレートを貫通すると路面の凹凸を引き起こす恐れがある．また，デッキプレートを直接補剛するリブに進展するき裂は，リブの断面減少を伴う程度まで進展すると，想定以上の路面の変形を引き起こす恐れがある．路面の凹凸や過度なデッキプレートの変形はアスファルト舗装の損傷の原因となり[30)]，舗装の損傷により走行車両の安全な通行に支障をきたすこととなりうる．そこで，対策が急務なき裂として，特に走行安全性に影響を与える恐れがあるき裂を抽出することとした．

走行安全性に影響を与える恐れがあると考えられるき裂を以下に箇条書きする．なお，(a)～(g)は**図-1.2** に青字で示した記号と対応している．

(a)　U リブ・デッキプレート溶接部のルートき裂（デッキ進展型き裂）
(b)　U リブ・デッキプレート溶接部のルートき裂（ビード進展型き裂）
(c)　デッキプレート・垂直補剛材溶接部のき裂
(d)　U リブ・横リブ溶接部のき裂
(e)　U リブ突合せ溶接部のルートき裂
(f)　リブの現場高力ボルト継手部のスカラップのき裂
(g)　デッキプレート・横リブ溶接部のき裂

これらのき裂の発生メカニズムや進展挙動について文献 2)，29)を参考に概説する．

(a)，(b)のき裂は，輪荷重が溶接部直上を通過することによりデッキプレートの局部的な面外変形が発生し，片面すみ肉溶接のルート部に高い応力集中が生じることが原因と考えられている．(a)のき裂はデッキプレートの板厚方向に進展し，場合によってはデッキプレートを貫通する．(b)のき裂は溶接ビードをある程度進展した後，U リブの母材方向に屈折して進展する．また，屈折

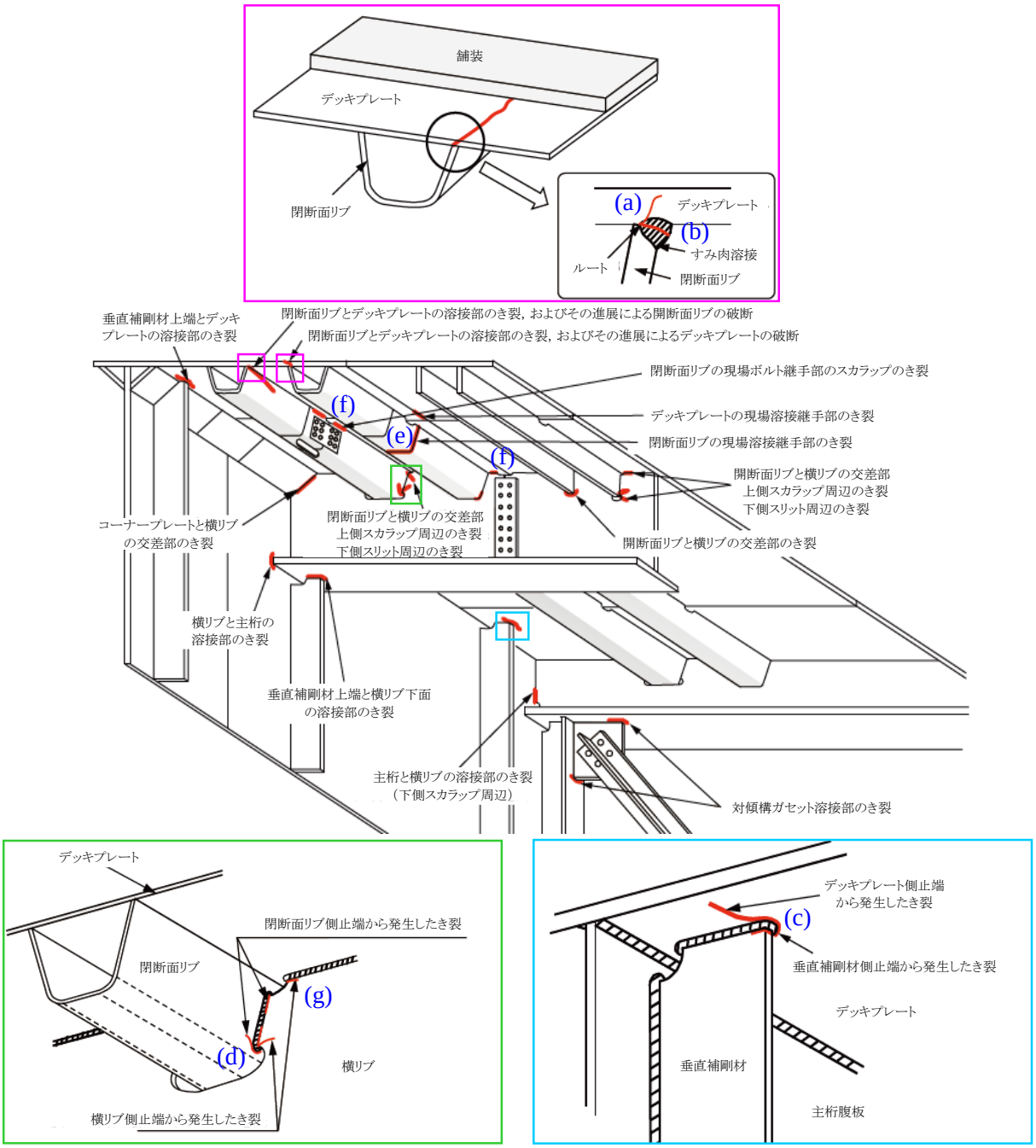


図-1.2　鋼床版の代表的な疲労損傷の発生部位[29]を一部改変

点においてデッキプレートの母材方向に分岐して進展するき裂も確認されている．

(c)のき裂は，輪荷重が溶接部直上や近傍を通過することによりデッキプレートの面外変形が発生し，その変形を垂直補剛材が拘束することにより，デッキプレートとのまわし溶接の止端に応力集中が発生することが影響していると考えられている．き裂は，垂直補剛材側の溶接止端から発生するものと，デッキプレート側の溶接止端から発生するものがある．さらに，垂直補剛材とデッキプレートのルートギャップが大きいと，のど厚の確保が難しく，ルート部を起点としたき裂が発生する場合がある．それらのき裂はどれもデッキプレートの板厚方向に進展していく傾向

にある．(f)，(g)のき裂に関しても，(c)と同様のメカニズムであると考えられる．

(d)のき裂は，横リブ側に設けられたスリットとUリブ腹板との溶接継手におけるまわし溶接部に多く発生している．き裂は，U リブ側の溶接止端から発生するものと，横リブ側の溶接止端から発生するものがある．U リブ側の溶接止端のき裂は，輪荷重による横リブの面内および面外変形をUリブが拘束することによるまわし溶接部の応力集中が原因と考えられている．また，現場継手部付近でUリブ内を密閉するためにダイアフラムが設置されている場合，輪荷重がUリブに偏心載荷することでUリブが回転変形し，その変形を横リブが拘束することで発生する応力も要因と考えられている．横リブ側の溶接止端のき裂は，U リブからのせん断力の作用によるスリットの曲線部の応力集中が原因と考えられている．加えて，材片の密着精度や，狭隘となる部位のまわし溶接の品質確保が難しいといった製作上の困難さも影響していると考えられる．それらのき裂はまわし溶接部からUリブや横リブの母材に進展していく傾向がある．なお，Uリブ・デッキプレート溶接部に対して横リブ側に設けられたスカラップと，U リブ腹板との溶接継手におけるまわし溶接部にもき裂の発生事例がある．ただし，このき裂に関しては，輪荷重が溶接部直上や近傍を通過することによりUリブ腹板に面外変形が発生し，その変形を横リブが拘束することにより，まわし溶接の止端に応力集中が発生することが影響していると考えられていることから，(c)と類似のメカニズムであると考えられる．

(e)のき裂は，裏当て金やその代わりを担うダイアフラムを用いて片面から溶接する方法が採用されており，ルートから発生したき裂が溶接ビードを貫通する．U リブの形状に裏当て金を密着させることが難しく，ルートギャップや目違いが発生する可能性があることや，1 つの溶接線で溶接姿勢が上向きから立向きへと変化するため溶接施工上の難易度も高く，溶接品質の確保が困難なことが主な原因と考えられる．このき裂は進展すると U リブ断面を破断させるのみならず，Uリブ・デッキプレート溶接部へ進展する場合もある．

ここで示した走行安全性に影響を与える恐れがあるき裂のうち，(a)，(b)のき裂は面的な広がりをもつ鋼床版のどの位置でも発生しうること，ルートき裂であるためき裂発生初期の検出が困難であること，およびデッキ進展型き裂にあっては変状が視認できる状況に至るものは既に走行安全性に支障をきたしている状況にあると考えられることから，(c)～(g)のき裂よりもさらに対策の優先度としても高いものと考えられる．

1.4　Uリブ・デッキプレート溶接部のルートき裂に関する既往研究

対策の優先度が高いと考えられるUリブ・デッキプレート溶接部のルートき裂の，発生原因や疲労強度に関する既往の研究を整理する．なお，点検，調査，対策といった維持管理に関連した既往研究は後述の各章でレビューすることとする．

1.4.1　ビード進展型き裂

ビード進展型き裂に関しては，古くは 1970 年代にイギリスの Severn 橋での疲労き裂発生を契機に TRRL (Transport and Road Research Laboratory)による検討がされている．Maddox[31)]は橋軸直角方向の曲げがき裂の原因と考え，溶接部に作用する輪荷重による曲げ応力状態を模した疲労試験を実施し，U リブの代表点の応力と疲労寿命の関係を用いた疲労強度評価を試みている．また，

溶接の引張残留応力の影響に着目した検討もされており，疲労強度は溶接残留応力の影響により応力比の影響を受けにくいとした検討結果が示されている．

牛尾ら[32]は溶接方法と疲労強度の関係に関する検討を実施している．また，鋼床版の部分モデル供試体を用いた静的載荷試験と有限帯板法による解析とを比較して解析の妥当性を検証している．加えて，溶接方法やルートギャップが異なる部分試験片の疲労試験を実施し，のど厚の外縁応力とき裂発生回数との関係を整理している．結果として，溶接方法やルートギャップの違いよりも，のど厚の大きさが疲労強度に影響すること，設計荷重の 2 倍程度（16tf）の荷重が作用するとき裂発生の可能性があることが報告されている．Kolstein ら[33]は，牛尾らと異なる方法の部分試験片を用いた曲げ載荷による疲労試験を行い，2mm 以下のルートギャップの場合，疲労強度は溶接溶込み量やのど厚の大きさに影響されるとした結果を得ている．また，既往の実験結果を統一的に評価した上で，溶接溶込み量，のど厚，溶接方法に応じた疲労等級を提案している[34]．Ya ら[35]は, のど厚の外縁にあたるルート部に生じる曲げ応力範囲により S-N 曲線を整理することで，精度の良い疲労強度評価法を提案している．

き裂の進展に関して，鞠ら[36]はビード進展型き裂が進展した際に U リブ母材に方向を変えて進展していく現象を，応力拡大係数と破壊角度の関係から解析的に考察している．また，母材に進展していく前の対策に関して，村越ら[37]は観察孔と SFRC 敷設とを組み合わせた対策を検討している．

1.4.2　デッキ進展型き裂

デッキ進展型き裂に関しては，可動橋が多いためデッキプレート板厚や舗装厚の比較的薄い鋼床版を有するオランダにおいて, 1990 年代後半にき裂がみつかったことから検討がされている[33]．横リブ交差部のデッキ進展型き裂に関して，Kolstein や De Jong は実物大の疲労試験を実施し，貫通き裂の長さに達する載荷回数を基にした S-N 曲線の検討をしている．また，Dijkstra らはき裂進展解析を実施し，板厚方向に対するき裂進展速度を求めており，板厚中央付近で進展速度が遅くなるものの，リガメントが板厚の 1/4 程度より小さくなると急速に進展する結果を得ている．

我が国においても，三木ら[19]の研究において 3 本の載荷ジャッキを用いて移動荷重をシミュレートする載荷システムによる実物大の疲労試験により，デッキ進展型き裂が横リブ交差部で観察された．その後，湘南大橋で 1999 年にデッキプレートを貫通したき裂が発見され，多くのデッキ進展型き裂に対する研究がなされている．

森[38]は，デッキプレートに曲げや引張が作用する場合の片側すみ肉溶接継手に対する疲労試験やき裂進展解析を行い，デッキ進展型き裂の疲労強度に対する溶接溶込み量を大きくすることの効果が認められないことを示している．三木ら[39]は，実橋計測と有限要素解析より，ルートの応力はダブルタイヤが U リブ腹板を跨ぐ載荷の際に最も大きいことを明らかにしている．また，ルートき裂の発生要因が U リブ腹板間のデッキプレートのたわみと，それに追従する縦リブとの相互変形挙動であるとしている．Sim ら[40]は，片側すみ肉溶接のメルトスルーがデッキ進展型き裂の疲労強度を低下させる可能性を示している．菅沼ら[41]は，エフェクティブノッチ応力による解析的な検討により，デッキ進展型き裂は一般部より横リブ交差部の方が生じやすく，その場合に厳しくなる載荷条件はダブルタイヤではなくシングルタイヤが U リブにはまるような載荷されるケースであることを示している．

デッキ進展型き裂を再現する試験方法として，原田ら[42]は横リブ交差部に対して，シングルタイヤがUリブにはまるように載荷する方法を提案されている．一方で，実橋においては一般部にもき裂が発生していることから，このき裂を再現できる試験方法が望まれた．小野ら[43]は移動載荷疲労試験機を用いた輪荷重走行試験により，横リブ交差部のみならず一般部にもデッキ進展型き裂を生じさせている．貝沼ら[44]は，版全体のたわみ挙動から生じる引張応力と，デッキプレートの局部変形により生じる圧縮応力の正負交番を再現できる定点載荷疲労試験システムを構築し，輪荷重走行試験よりも簡易で早く一般部のき裂を発生させる方法を構築し，進展挙動の傾向分析に活用された[45),46)].

1.5　研究の目的

本研究は溶接溶込み量の規定がなく，デッキプレートの最小板厚が 12mm であるため疲労強度が比較的低いと考えられる 2002 年の道路橋示方書以前の基準で設計された鋼床版を主な対象として，Uリブ・デッキプレート溶接部のルートき裂であるデッキ進展型き裂，ビード進展型き裂の双方の維持管理方法の確立を目的とする．ここで，本論文ではこれらの研究対象としたき裂を総称して「ルートき裂」と呼ぶ．一般に，維持管理とは点検，調査，評価，対策のサイクルにより，構造物の供用期間内においての性能を，要求された水準以上に保持することである．本研究ではルートき裂に対して点検，調査，評価，対策に関する合理的な維持管理サイクルの確立を目指す．合理的な維持管理サイクルとして，早い段階から維持管理に介入することで総合的な対策規模を縮小することを考える．本研究ではルートき裂の疲労寿命を走行安全性に影響する状況，つまりデッキ進展型き裂であればデッキを貫通するまで，ビード進展型き裂であればUリブ母材へ屈折して進展するまでの寿命と考える．その場合に，き裂の発生寿命予測に基づき予防保全的に対策する方法や，事後保全的であってもき裂を小さい段階で発見し，進展性を評価したうえでき裂処理を省略した対策する方法を検討する必要がある．具体的には以下の課題の解決を目指す．

課題1　面的な広がりをもつ鋼床版の，輪荷重直下のどの位置でも発生する可能性があり，視認できないルートき裂を効率よく点検する方法が確立されていない．

課題2　ルートき裂を十分小さい段階で発見する調査方法や，き裂寸法を精度良く，非破壊で計測することができる調査方法が確立されていない．

課題3　ルートき裂の発生寿命や，デッキプレート側と溶接ビード側のどちらに進展していくかの評価方法が確立されていない．

課題4　ルートき裂の補修を省略してもき裂の進展を抑制することが可能な，抜本的な対策方法が確立されていない．

課題5　鋼床版の採用される環境を鑑み，交通規制や死荷重増加に関して厳しい制約がある場合にも適用可能な対策方法が確立されていない．

1.6　論文の構成

本論文のフローを**図-1.3** に示す．図中には本論文の各章と点検，調査，評価，対策の維持管理サイクルとの対応や，前節の課題番号との対応もあわせて示している．論文は**第 1 章**から**第 8 章**

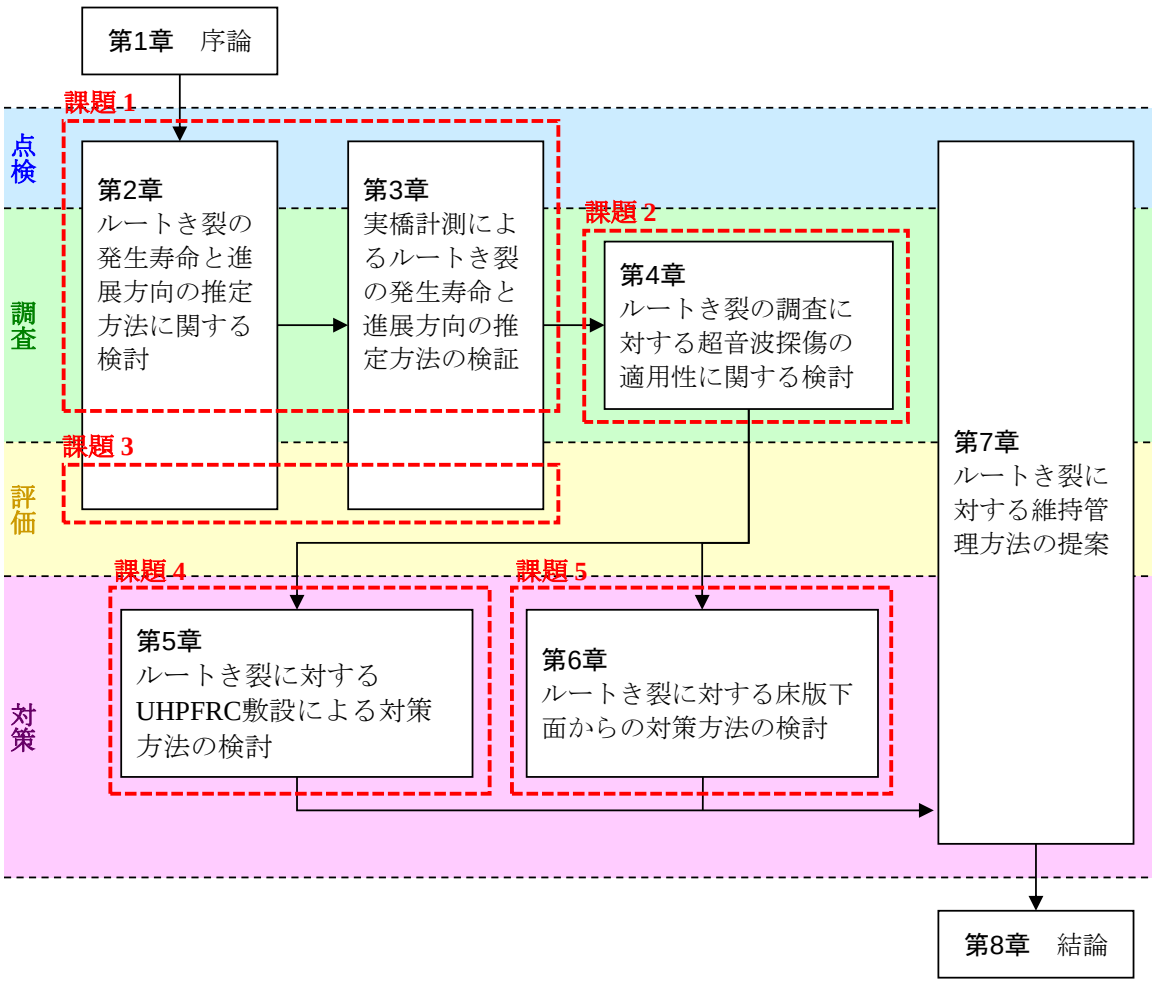


図-1.3　本論文のフロー

までで構成されており，各章の概要を以下の示す．

第 1 章では，研究の背景として鋼床版の歴史，基準の変遷，構造の概要を踏まえ，鋼床版の疲労損傷のうち代表的なき裂パターンの整理や，特に走行安全性に影響を与える恐れがあるき裂に関して発生メカニズムや進展挙動を概説した．そのうえで，研究対象としたUリブ・デッキプレート溶接部のルートき裂であるデッキ進展型き裂，ビード進展型き裂の双方に着目した理由や維持管理方法に関する現状の課題を示し，本研究の目的について述べた．

第 2 章では，ルートき裂の発生寿命と進展方向の推定方法について検討する．具体的には，疲労試験および有限要素解析により，ルートき裂のき裂発生寿命を評価することができる応力を明らかにするとともに，それを溶接部周辺の参照応力から推定する方法を提案する．また，き裂進展解析によりデッキ進展型き裂，ビード進展型き裂の進展挙動を再現し，いずれのき裂が発生するかを判別する手法を提案する．

第 3 章では，**第 2 章**にて構築した評価方法の実橋への適用について検討する．具体的には，き裂発生数の傾向が異なる 2 工区において応力計測を実施し，その結果と気温や大型車交通量などの定常的に得られるデータから累積疲労損傷比を求める方法を提案する．また，構築した評価方法によるき裂発生有無やき裂進展方向の評価の妥当性について，実橋のき裂状況との比較から検

証した上で，重点的に点検，調査する箇所を抽出する方法を提案する．

第 4 章では，ルートき裂を検出できる非破壊検査手法と，その測定精度について検討する．本研究では，鋼床版に磁石で固定でき，バッテリ駆動のモータにより橋軸方向に電動走行できる治具を取り付けたフェーズドアレイ超音波探傷装置を用いる．振動式疲労試験機により，様々な寸法のデッキ進展型もしくはビード進展型の疲労き裂を導入した試験体を製作し，測定方法の検討，測定精度の検証，塗膜の影響の確認を行い，本手法が十分な検出性能を有していることを示す．また，本装置での探傷が困難な横リブ交差部に対する探傷方法としてフルマトリクス・キャプチャとトータル・フォーカシング法を組み合わせた方法を検討し，本手法の検出精度を検証する．

第 5 章では，ルートき裂のうち主にデッキ進展型き裂を対象として，超高性能繊維補強セメント系複合材料の敷設による疲労対策の効果と，その対策自体の疲労耐久性について検討する．具体的には，輪荷重走行試験，定点疲労試験および有限要素解析により，疲労き裂に対する進展抑制効果，敷設した材料やデッキプレートとの界面の疲労耐久性の確認を行い，一般に用いられる鋼繊維補強コンクリートを敷設する対策と比較して，本対策の有効性を示す．また，ビード進展型き裂に対する対策効果に関しても解析的に考察する．

第 6 章では，交通規制が不要であり，かつ死荷重が増加しない対策方法を検討する．具体的には，U リブの下フランジを撤去し，U リブ・デッキプレート溶接部を U リブ内側からも溶接する対策方法を提案する．提案にあたり，まず，構造改変を伴う本対策の実現性の確認として，耐荷性能，溶接の施工性と出来形，アスファルト舗装への影響を検証する．次に，対策前後での着目溶接部周辺の局部応力やき裂先端の応力性状の変化，および他の部位への影響を有限要素解析により確認する．最後に，本対策の疲労耐久性を定点疲労試験により明らかにする．

第 7 章では，第 2 章から**第 6 章**まで研究結果を踏まえ，ルートき裂に対する事後保全型と予防保全型の維持管理方法を提案する．

第 8 章では，本研究で得られた知見をまとめる．また，今後の課題を整理して示す．

参考文献

1) 井口進：鋼床版構造の合理化と疲労耐久性向上に関する研究，九州大学博士論文，2010.
2) 土木学会：鋼構造シリーズ 19　鋼床版の疲労　2010 年改訂版，2010.
3) 土木学会：鋼構造シリーズ 22　鋼橋の疲労対策技術，2013.
4) 日本橋梁建設協会：海外における鋼床版橋梁の疲労に関する現状―デッキプレートと閉断面リブ溶接線の疲労損傷について―，平成 23 年度橋梁技術発表会資料，2011.
5) 菊池孝雄，児玉孝喜，後藤和満：湘南大橋における鋼床版の疲労対策，土木学会鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，Vol.10，pp.1-10，2007.
6) 米倉徹，柳瀬保，丸山悟：鋼床版トラフリブ疲労亀裂補修前後の応力測定，阪神高速道路公団技報，第 13 号，pp.151-158，1993.
7) 村越潤：鋼床版デッキプレートと U リブの溶接部の疲労性状と対策技術に関する研究，名古屋大学博士論文，2014.
8) 日本道路協会：溶接鋼道路橋示方書解説，1964.
9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋編，1973.

10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋編，1980.
11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋編，1994.
12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋編，1996.
13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋編，2002.
14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋編，2012.
15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　共通編，2017.
16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋・鋼部材編，2017.
17) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.
18) 日本鋼構造協会：鋼床版用 U 形鋼，JSS II 08-2006.
19) 三木千壽，舘石和雄，奥川淳志，藤井裕司：鋼床版縦リブ・横リブ交差部の局部応力と疲労強度，土木学会論文集，No.519/I-32，pp.127-137，1995.
20) EN 1993-2: *Eurocode 3 –Design of Steel Structures- Part 2: Steel Bridges*, 1997.
21) AASHTO: *AASHTO LFRD Bridge Design Specifications*, 2004.
22) 阪神高速道路公団：鋼構造物標準図集，1988.
23) 名古屋高速道路公社：鋼構造物標準図集，1987.
24) 本州四国連絡橋公団：鋼床版設計要領・同解説，1989.
25) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：設計要領第二集橋梁建設編，2012.
26) AASHTO: *AASHTO LFRD Bridge Design Specifications*, 2020.
27) EN 1993-2: *Eurocode 3 –Design of Steel Structures- Part 2: Steel Bridges*, 2006.
28) FHWA: *Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges*, No. FHWA-IF-12-027, 2012.
29) 日本道路協会：鋼道路橋疲労設計便覧，2020.
30) 国土交通省国土技術政策総合研究所，日本橋梁建設協会：鋼部材の耐久性向上策に関する共同研究―実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討―, 国土技術政策総合研究所資料, No.471，2008.
31) Maddox, S. J.: The fatigue behaviour of trapezoidal stiffener to deck plate welds in orthotropic bridge decks, *TRRL Supplementary report 96UC*, 1974.
32) 牛尾正之，植田利夫，村田省三：トラフリブとデッキプレートとの接合部の疲労強度特性，関西道路研究会会報，pp.75-82，1985.
33) De Jong, F.B.P.: Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks, Doctor Dissertation, Delft University of Technology, 2006.
34) Kolstein, M. H.: Fatigue Classification of Welded Joints in Orthotropic Steel Bridge Decks, Doctor Dissertation, Delft University of Technology, 2007.
35) ヤサムオル，山田健太郎，石川敏之，村井啓太：デッキプレートと U リブの溶接ビードを貫通する疲労き裂の耐久性評価，鋼構造論文集，第 16 巻，第 64 号，pp.11-20，2009.
36) 鞠暁臣，崔誠珉，舘石和雄：鋼床版リブとデッキ溶接部のビード貫通き裂進展挙動に関する解析的研究，鋼構造論文集，第 19 巻第 73 号，pp.85-94，2012.

37) 村越潤，小菅匠，石井博典，春日井俊博，遠藤直樹，石澤俊希：ビード進展き裂を有する鋼床版に対するSFRC舗装の対策効果に関する検討, 土木学会論文集A1（構造・地震工学）, Vol.68, No.3，pp.722-737，2012.
38) 森猛：片面すみ肉溶接継手の疲労強度に対する溶接溶け込み深さの影響，鋼構造論文集，第10巻，第40号，pp.9-15．2003.
39) 三木千壽，菅沼久忠，冨澤雅幸，町田文孝：鋼床版箱桁橋のデッキプレート近傍に発生した疲労損傷の原因，土木学会論文集，No.780/I-70，pp.57-69，2005.
40) Sim, H. B., Uang, C. M. and Sikorsky, C.: Fabrication Procedure Effects on Fatigue Resistance of Welded joints in Steel Orthotropic Decks, *Proceeding of Orthotropic Bridge Conference*, pp.225-239, 2008.
41) 菅沼久忠，三木千壽：鋼床版のデッキプレートとトラフリブ間の縦方向溶接部の疲労に対するEFFECTIVE NOTCH STRESSによる評価, 土木学会論文集A, Vol.63, No.1, pp.35-42, 2007.
42) 原田英明，森猛，内田大介，川﨑靖子：鋼床版デッキプレート・トラフリブ・横リブ交差部のデッキプレート貫通き裂の発生・進展性状に対するデッキプレート厚とスカラップの影響，鋼構造論文集，第19巻，第73号，pp.65-74．2012.
43) Ono, S., Shimozato, T., Inaba, N. and Miki, C.: Wheel running fatigue test for orthotropic steel bridge decks, *Proceeding of 58th IIW Annual Assembly*, XIII-2070-05, 2005.
44) 貝沼重信，尾上聡史，三浦健一，井口進，川畑篤敬，内田大介：鋼床版のデッキプレートとUリブの溶接ルート部の疲労き裂に対する試験システムの構築，土木学会論文集 A，Vol.64，No.2，pp.297-302，2008.
45) Kainuma, S., Yang, M., Jeong, Y., Inokuchi, S., Kawabata, A. and Uchida, D.: Experiment on fatigue behavior of rib-to-deck weld root in orthotropic steel decks, *Journal of Constructional Steel Research*, 119, pp.113-122, 2016.
46) Kainuma, S., Yang, M., Jeong, Y., Inokuchi, S., Kawabata, A. and Uchida, D.: Experimental investigation for structural parameter effects on fatigue behavior on rib-to-deck welded joints in orthotropic steel decks, *Engineering Failure Analysis*, 79, pp.520-537, 2017.

第 2 章　ルートき裂の発生寿命と進展方向の推定方法に関する検討

2.1　はじめに

新設の鋼床版に関しては基準の改定に伴い疲労強度の向上が図られたが，既設の鋼床版には何らかの対策が必要なものも多く存在する．維持管理のさらなる効率化や，予防保全を考えると，ルートき裂の発生や進展が実橋から得られる情報に基づいて精度よく評価できることが望まれる．デッキおよびビード進展型き裂の発生，進展といった疲労強度の評価に関しては多くの研究が報告されている[1)-10)]．また，き裂発生点付近の参照点でのひずみや応力（以下，参照応力）と疲労強度とを関連付ける研究も報告されている[11)-13)]．これら既往研究を参考にしながら検討することで，実橋から得られる参照応力を用いたルートき裂の発生寿命と進展方向の推定が可能になると思われる．

そこで本章では，2002 年の道路橋示方書[14)]以前の基準で設計された鋼床版を主な対象として，U リブ・デッキプレート溶接部のルートき裂であるデッキ進展型き裂，ビード進展型き裂の双方に対する，参照応力による疲労強度評価法の確立を目的とした．特に，**第 4 章**で後述するフェーズドアレイ超音波探傷法での検知が難しい小さい段階のき裂に着目して，参照応力によるき裂発生寿命やき裂進展方向の推定を目指す．具体的にはまず，疲労試験および有限要素解析により，ルートき裂の発生や進展挙動を評価することができる応力（以下，評価応力）を定めるとともに，き裂発生寿命との関係を明らかにする．次に，有限要素解析により載荷位置，溶接形状，タイヤ形状，アスファルト舗装の剛性をパラメトリックに変化させることで，溶接部周辺の応力特性を把握し，参照応力から評価応力を推定する方法を提案する．さらに，き裂進展解析により，デッキ進展型き裂とビード進展型き裂の進展挙動を把握し，評価応力からき裂進展方向を判別する方法の構築を試みる．

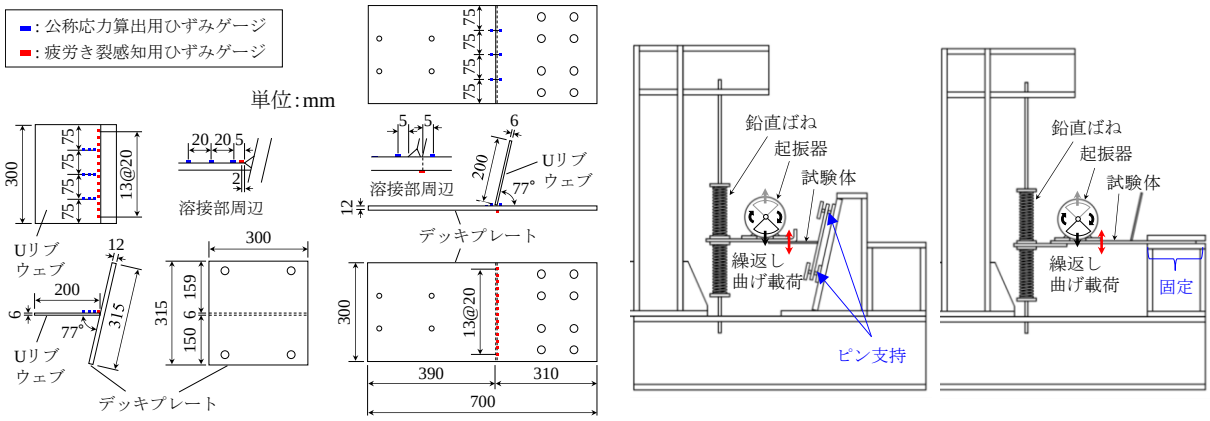
2.2　評価応力の検討

鋼床版 U リブ・デッキプレート溶接部のルートき裂に対する評価応力を定めるため，評価応力とき裂発生寿命との関係を求める．その関係は振動型疲労試験機を用いた疲労試験の結果を，試験を再現した弾性有限要素解析を用いて整理することで求める．

2.2.1　疲労試験の概要

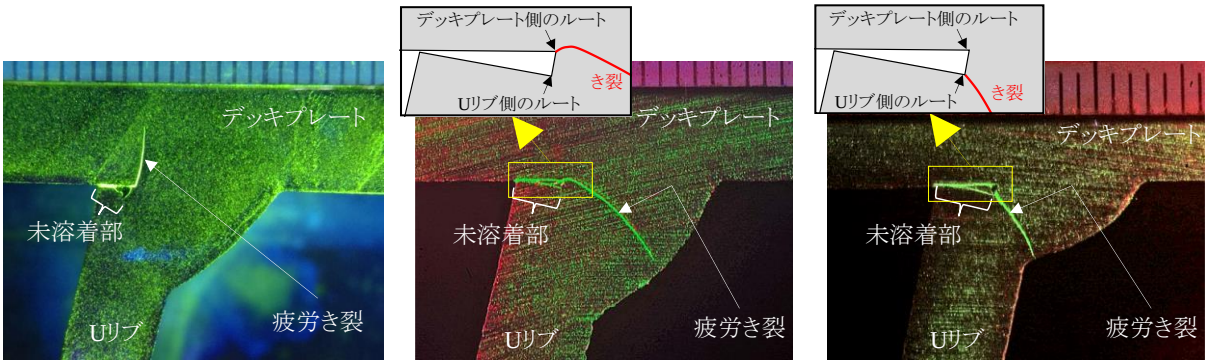
本章の検討では，デッキおよびビード進展型き裂を導入するために U リブ・デッキプレート溶接部を模した試験体を用いた疲労試験を実施した．試験体の形状および寸法を**図-2.1(a)，(b)**に示す．これらの試験体は過去にき裂発生を再現できている既往研究[4), 15)]を参考に決定した．デッキプレートおよび U リブに相当する鋼板の板厚はそれぞれ 12mm，6mm であり，実橋で疲労き裂の報告がある鋼床版と同じ板厚構成とした．

試験体に疲労き裂を導入するために，振動型疲労試験機[16)]を用いた疲労試験を実施した．**図-2.1(c), (d)**に示すように試験体および起振器の固定位置を変化させることにより，ビード進展型き裂とデッキ進展型き裂を再現した[4), 15)]．この試験機では，起振器内の偏心錘が回転することによ



(a) ビード進展型き裂用の試験体　(b) デッキ進展型き裂用の試験体　(c) ビード進展型き裂用の載荷方法　(d) デッキ進展型き裂用の載荷方法

図-2.1　疲労試験の試験体および載荷方法



(a) デッキ進展型き裂（D 型）　(b) ビード進展型き裂（BD 型）　(c) ビード進展型き裂（BU 型）

図-2.2　鋼床版 U リブ・デッキプレート溶接部のルートき裂

りデッキプレートや U リブに繰返しの曲げ変形を与えることができる．今回はルートから確実にき裂を発生させる必要があったため，ルートにおける応力比がゼロとなるように鉛直ばねにより予荷重を与えた上で繰返し載荷を行った．

公称応力 σ_n は過去の実験[4), 15)]と同様に，公称応力算出用ひずみゲージの値から求めた．具体的には，**図-2.1(a)**の試験体については板幅方向に 3 列配置したゲージの平均値をルートの位置まで直線外挿することで，**図-2.1(b)**の試験体については溶接線を跨いで板幅方向に 2 列設置したゲージの値をルートの位置まで内挿することで求めた．試験の結果，**図-2.2** に示すデッキ進展型き裂（D 型），デッキプレート側のルートから発生したビード進展型き裂（BD 型），U リブ側のルートから発生したビード進展型き裂（BU 型）の 3 種類のき裂が確認されている．

試験結果を**表-2.1** にまとめる．表中の寸法 s_1～s_6 はき裂深さ最大となった断面写真より CAD を用いて**図-2.3** に示す代表寸法を計測したものである．本研究では，のど厚 t を，CAD 上で求めた U リブ側のルートとビード表面の最短距離と定義した．表中の σ_{1mm}，σ_{not} については次項で述べる．

表-2.1　疲労試験結果

試験体名称	き裂タイプ	溶接部の代表寸法(mm)							応力範囲(N/mm^2)			き裂発生寿命(10^{4}回)			備考
		s_1	s_2	s_3	s_4	s_5	s_6	のど厚 t	σ_n	σ_{1mm}	σ_{not}	σ_n	σ_{1mm}	σ_{not}	
1-1	BD型	3.0	3.2	7.1	6.0	5.0	0.10	6.27	120.7	83.0	271.1	1,371	1,439	1,439	等価回数で整理
	BU型									81.1	431.8				BD, BU型の双方発生
1-2	BD型	3.4	3.5	6.3	5.0	4.3	0.08	5.84	142.5	128.1	411.4	161	161	161	BD, BU型の双方発生
	BU型									122.4	665.6				
1-3	BD型	3.5	3.8	7.9	5.1	4.6	0.05	7.10	152.2	104.1	495.1	94	94	94	
1-4	BU型	2.9	3.0	7.7	6.2	5.3	0.08	6.49	159.5	67.1	394.6	278	278	278	
1-5	BD型	2.8	2.9	7.1	6.6	5.4	0.05	6.21	173.9	84.2	230.8	512	1,277	1,277	等価回数で整理
1-6	BU型	3.5	3.7	4.1	5.5	3.4	1.10	3.25	197.2	124.1	1,308.8	5	5	5	
2-1	BU型	3.1	3.2	4.9	5.6	4.0	0.20	4.38	213.1	56.9	466.6	51	51	51	
2-2	BU型	2.7	2.9	4.7	5.9	4.1	0.10	4.13	241.9	77.0	660.2	23	23	23	
2-3	BU型	3.2	3.3	5.0	5.0	4.1	0.05	4.70	158.9	48.0	347.7	1,323	1,352	1,352	等価回数で整理
2-4	BU型	3.8	3.9	5.5	4.7	4.2	0.05	5.50	171.1	74.5	425.6	286	286	286	
2-5	BU型	2.8	3.0	4.8	5.3	3.9	0.07	4.31	162.5	56.8	424.7	98	98	98	
2-6	BU型	3.6	3.7	4.5	4.8	3.5	0.10	4.59	186.5	66.1	425.7	91	91	91	
3-1	D型	4.7	4.9	9.0	5.7	4.8	0.11	8.27	142.2	126.4	519.2	45	45	45	
3-2	D型	4.3	5.1	8.4	5.8	4.5	0.05	7.66	124.7	110.1	448.2	46	46	46	
3-3	D型	4.5	4.9	8.1	6.2	4.8	0.05	7.92	124.3	111.7	460.8	58	58	58	
3-4	D型	4.3	4.8	7.3	5.9	4.7	0.13	7.39	123.4	98.3	402.5	53	53	53	
3-5	D型	4.5	4.8	8.7	5.5	4.4	0.06	7.79	120.0	109.0	441.0	54	54	54	
3-6	D型	4.0	4.9	9.0	5.6	4.7	0.10	7.82	116.7	87.1	349.0	75	75	75	

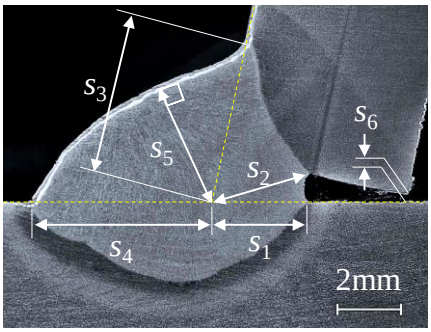


図-2.3　溶接部の代表寸法（試験体 2-1 の例）

き裂の発生は，溶接線近傍に溶接線に沿って 20mm 間隔で貼り付けたひずみゲージ（図-2.1 中の疲労き裂感知用ひずみゲージ）により検知した．試験後の破面観察から，き裂深さが最大となった位置を特定し，その直近のゲージの計測値が，デッキ進展型き裂で 10%，ビード進展型き裂で 5%だけ初期値から変化したときの回数をき裂発生寿命とした．破面観察の結果，このときのき裂深さは概ね 1mm であった．試験体 1-1，1-5，2-3 は試験中に荷重を増加させながら疲労試験を実施しているため，マイナー則を用いて S-N 曲線の傾きを表す指標 m=3 として載荷中の最小応力範囲のときの等価回数で整理している．

2.2.2　評価応力の概要

鋼床版の U リブ・デッキプレート溶接部の疲労強度評価に用いる応力は，これまで多く提案されているが [2)-4), 8)-10)]，本研究ではデッキとビード進展型き裂の双方を 1 つの指標で評価できる可能性があるエフェクティブノッチ応力 [17)]に着目した．エフェクティブノッチとは仮想円孔であり，

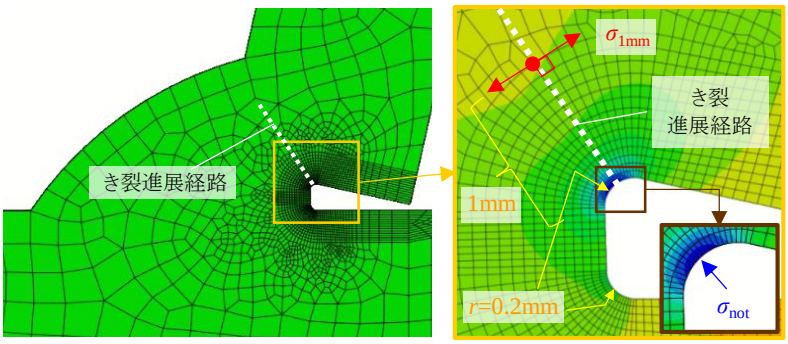


図-2.4　溶接部の解析モデル（試験体 2-1 の例）

円弧がルート先端を通るように設定するのが一般的であるが，本研究の対象溶接部は，のど厚が薄い場合は 3mm 程度しかないことから，円孔をモデル化することによる断面積減少に伴う応力増加の影響が大きい可能性がある．そのため，**図-2.3** に示す実際の溶接形状を参考に，モデル化するノッチをフィレット形とし，その曲率半径を 0.2mm とした．エフェクティブノッチ応力として，Mises 応力または主応力が用いられるが，圧縮，引張応力の違いも評価したいため，符号を含めて評価できる絶対値最大の主応力とした．以下，この応力をフィレット形のノッチ応力 σ_{not} とする．また，比較として，き裂進展方向の情報も含めて評価可能な 1mm 法 [18]による応力 σ_{1mm} も検討に加える．

2.2.3　有限要素解析の概要

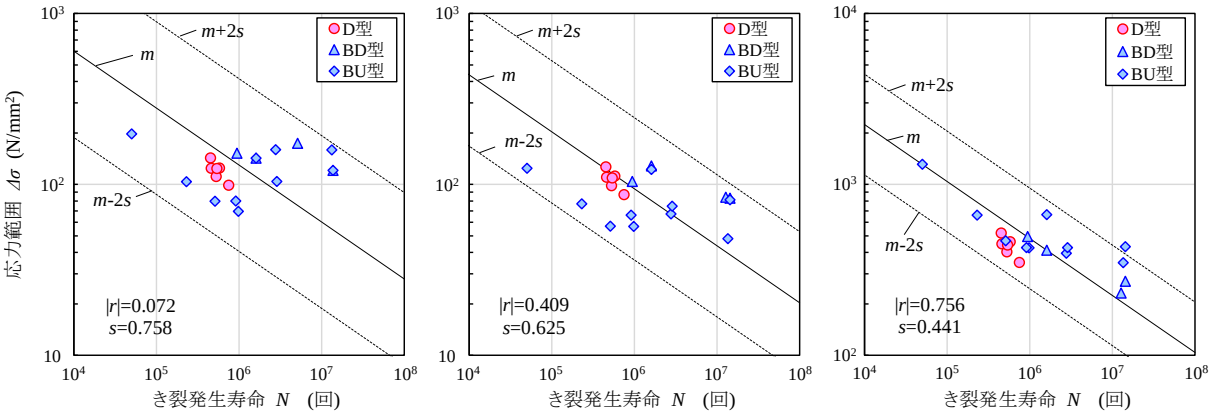
疲労試験における σ_{not} や σ_{1mm} を求めるため，試験を再現した弾性有限要素解析を実施した．解析には汎用の有限要素解析プログラム Abaqus 6.14 を用いた．要素は線形 3 次元 8 節点ソリッド要素を基本とし，複雑な形状の箇所は部分的に線形 3 次元 6 節点ソリッド要素を併用した．弾性係数は 206,000N/mm^2，ポアソン比は 0.3 である．解析モデルの外形は**図-2.1(a)**，**(b)**に示す試験体と同じ寸法とした．溶接形状は**表-2.1** の s_1～s_6 と寸法が同じになるよう試験体ごとに解析モデルを作成した．板幅方向には溶接形状は均一としてモデル化している．モデル間の要素分割の影響を極力排除するため，**図-2.4** のようにノッチ上は概ね接線方向に 0.02mm，法線方向に 0.05mm，板幅方向に 0.1mm に，1mm 法応力の評価点付近は概ね 0.1×0.1×0.1mm に要素分割した．なお，溶接残留応力は考慮していない．

支持条件は**図-2.1(c)**，**(d)**に示す位置でピン支持や固定とした．荷重は**図-2.1(c)**，**(d)**に示す起振器の設置範囲に面荷重として与え，ひずみゲージから得られた公称応力の実測値と一致するように荷重の大きさを定めた．

着目断面は溶接線方向の中央とした．σ_{not} はき裂が発生した側のルートのノッチ上の最大値とした（**図-2.4** の青矢印）．σ_{1mm} は実際のき裂進展経路に基づき，ルートより 1mm 離れたき裂直交方向の応力とした（**図-2.4** の赤矢印）．

2.2.4　評価応力とき裂発生寿命との関係

評価応力の解析結果を**表-2.1** に示す．また，評価応力と，実験により得られたき裂発生寿命の



(a) σ_n　　(b) σ_{1mm}　　(c) σ_{not}

図-2.5　評価応力範囲とき裂発生寿命との関係（S-N 曲線）

関係を**図-2.5** に示す．実線は平均曲線を，点線は平均曲線に対して±2*s*（*s* は標準偏差）の曲線を示しており，いずれも S-N 曲線の傾きを表す指標 *m*=3 として求めたものである．図中の |*r*| は相関係数の絶対値である．

図-2.5 より，σ_n や σ_{1mm} に比べ σ_{not} で整理した S-N 曲線はばらつきが小さい．また，σ_{not} で整理した場合は D，BD，BU 型による傾向の違いもなく，デッキとビード進展型き裂の双方を 1 つの指標で評価できるものと考えられる．よって，フィレット形のノッチ応力 σ_{not} を評価応力 σ_{eva} として以下の検討を行うこととする．つまり，以下の検討では $\sigma_{not}=\sigma_{eva}$ とする．なお，**図-2.5(c)**よりき裂発生寿命を非超過確率 97.7%で評価する式(2.1) が得られる．

$$\Delta\sigma_{not}{}^3 \cdot N = \Delta\sigma_{eva}{}^3 \cdot N = 1.472\times10^{13} \tag{2.1}$$

ここで，*N*：き裂発生寿命，$\Delta\sigma_{not}$：フィレット形のノッチ応力範囲，$\Delta\sigma_{eva}$：評価応力範囲である．

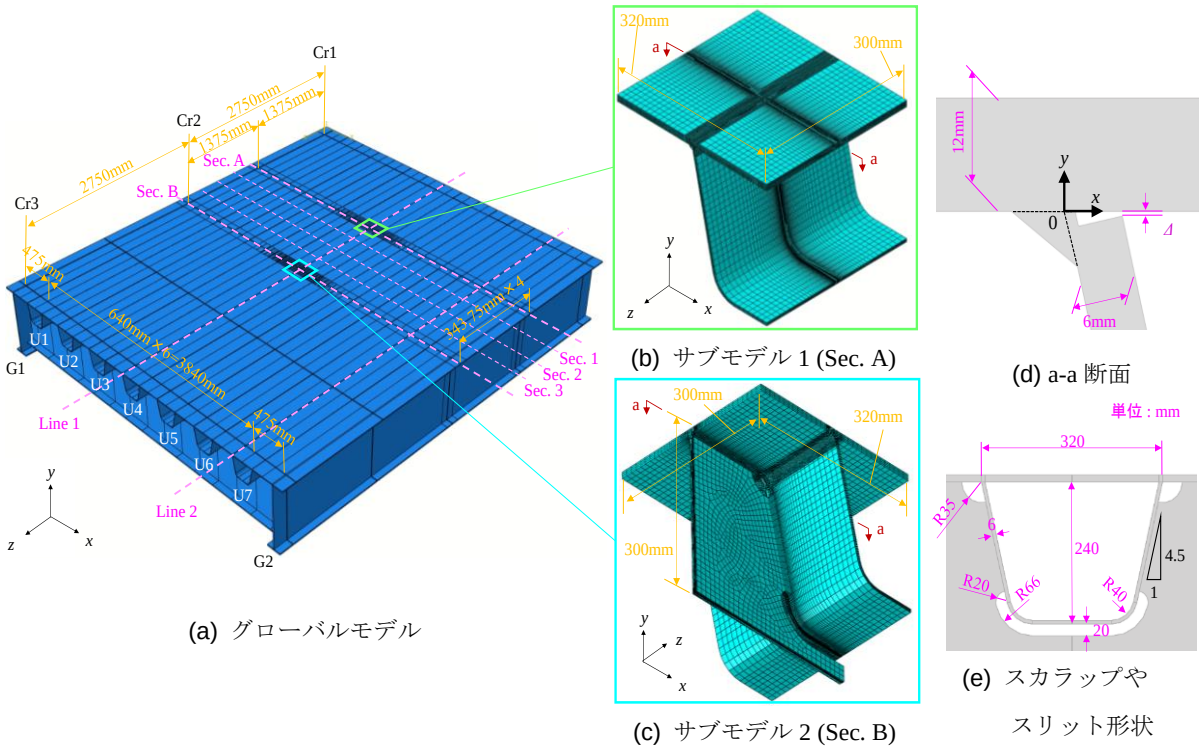
なお，エフェクティブノッチ応力に主応力を用いた場合の 200 万回疲労強度は文献 17)において提案されており，仮想円孔の曲率半径 *r*=1mm では 225N/mm², *r* =0.3mm では 320N/mm², *r*=0.05mm では 630N/mm² である．一方で，式(2.1)から求まる 200 万回疲労強度は 195N/mm² となり，文献 17)と異なる．その差の原因として，本研究ではノッチをフィレット形とし，その曲率半径を 0.2mm とした点や，き裂発生寿命で整理した点が考えられる．

2.3　溶接部近傍の応力特性

溶接部近傍の応力の特性を把握するため，実橋の鋼床版の部分モデルを用いて載荷位置，溶接形状，タイヤ形状，アスファルト舗装の剛性，対象断面をパラメトリックに変化させた弾性有限要素解析を実施する．

2.3.1　有限要素解析の概要

解析モデルを**図-2.6** に示す．解析モデルは実橋の鋼床版の部分モデルとして，橋軸直角方向は主桁（G1, G2）間に U リブ 7 本（U1～7）を，橋軸方向は横リブ 3 本（Cr1～3）をモデル化した．



(a) グローバルモデル

(b) サブモデル 1 (Sec. A)

(c) サブモデル 2 (Sec. B)

(d) a-a 断面

(e) スカラップや
スリット形状

図-2.6　有限要素解析モデル

鋼床版の主な寸法はデッキプレート厚 12mm，U リブ厚 6mm，　U リブ間隔 640mm，U リブスパン（横リブ間隔）2750mm とし，2002 年の道路橋示方書以前の基準に基づいて設計された鋼床版の一般的な形状となることや，**第 5 章**で後述する輪荷重走行試験体と寸法を揃えることを考慮して決定した．なお，U リブスパンの実績としては 3m 程度以下である [19]ことから，実橋で存在しうる大きめのスパンを想定している．U リブの断面形状，横リブのスカラップやスリット寸法，主桁と隣接 U リブとの間隔，横リブや主桁の断面も**第 5 章**で後述する輪荷重走行試験体と同じである．使用した解析プログラム，要素，材料特性は 2.2.3 と同じとした．解析は Abaqus 6.14 に内蔵されたサブモデリング手法を用いて実施した．サブモデリング手法は，はじめにグローバルモデルに対して解析を実施し，その解析により得られたグローバルモデルのサブモデルの切取り面と重なる各要素の変位の解析値を，最も近いサブモデルの切取り面の各節点に内挿することで境界条件として与え，サブモデルを解く解析手法である．グローバルモデルを**図-2.6(a)**に，サブモデルを**図-2.6(b)**，**(c)**に示す．サブモデルのモデル化範囲の決定理由は**第 5 章**で後述する．サブモデルには着目溶接線以外に，デッキプレートと横リブ，U リブと横リブの溶接線も溶接サイズ 6mm としてモデル化している．なお，そのすみ肉溶接の未溶着部分まではモデル化していない．

支持条件は主桁下フランジ下面を固定とした．載荷荷重は道路橋示方書 [20]の F 荷重 100kN に衝撃の影響（衝撃係数 0.4）を考慮した 140kN が**表-2.2** に示すダブルタイヤの載荷面に作用することを想定し，1.75N/mm^2 の等分布荷重とした．

着目溶接線は**図-2.6(a)**において Line 1 と示した溶接線とする．なお，主桁に近い溶接線（**図-2.6(a)**の Line 2）との違いを別途解析しているが，σ_{eva} は最大でも 5%以下の差しかなく，Line 1 の

表-2.2　載荷荷重の形状

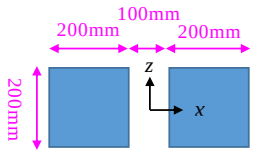
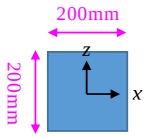
タイヤ形状	ダブルタイヤ	シングルタイヤ
荷重	140kN (1.750N/mm^2)	70kN (1.750N/mm^2)
載荷面		

表-2.3　解析ケース

Case	凡例	溶接溶込み量 (%) (Uリブ板厚に対しての割合)	溶接脚長 (mm) (デッキプレート側, Uリブ側)	余盛	タイヤ形状	アスファルト舗装	対象断面	載荷中心位置 x (mm)	備考
1	●	16.7	6, 6	無	ダブルタイヤ	無	Sec. A	-480 -400 -320 -240 -160 -80 0 80 160 240 320 400 480	基本ケース
2	▲	16.7	6, 6	無	ダブルタイヤ	無	Sec. B		
3	●	10.0	6, 6	無	ダブルタイヤ	無	Sec. A		
4	▲	10.0	6, 6	無	ダブルタイヤ	無	Sec. B		
5	●	50.0	6, 6	無	ダブルタイヤ	無	Sec. A		
6	▲	50.0	6, 6	無	ダブルタイヤ	無	Sec. B		
7	●	75.0	6, 6	無	ダブルタイヤ	無	Sec. A		
8	▲	75.0	6, 6	無	ダブルタイヤ	無	Sec. B		
9	●	83.3	6, 6	無	ダブルタイヤ	無	Sec. A		
10	▲	83.3	6, 6	無	ダブルタイヤ	無	Sec. B		
11	●	16.7	9, 6	無	ダブルタイヤ	無	Sec. A		
12	▲	16.7	9, 6	無	ダブルタイヤ	無	Sec. B		
13	●	16.7	6, 9	無	ダブルタイヤ	無	Sec. A		
14	▲	16.7	6, 9	無	ダブルタイヤ	無	Sec. B		
15	●	16.7	6, 6	有	ダブルタイヤ	無	Sec. A		
16	▲	16.7	6, 6	有	ダブルタイヤ	無	Sec. B		
17	●	16.7	6, 6	無	シングルタイヤ	無	Sec. A		
18	▲	16.7	6, 6	無	シングルタイヤ	無	Sec. B		
19	□	16.7	6, 6	無	ダブルタイヤ	夏 (E=0.5kN/mm^2)	Sec. A		
20	◇	16.7	6, 6	無	ダブルタイヤ	夏 (E=0.5kN/mm^2)	Sec. B		
21	□	16.7	6, 6	無	ダブルタイヤ	冬 (E=5.0kN/mm^2)	Sec. A		
22	◇	16.7	6, 6	無	ダブルタイヤ	冬 (E=5.0kN/mm^2)	Sec. B		

σ_{eva} の方が大きい傾向であったため，本研究では Line 1 のみを対象とした．着目断面は U リブ・デッキプレート溶接部において最も構造条件が異なると考えられる U リブスパン中央断面（Sec. A）と横リブ断面（Sec. B）の 2 断面とした．ここで，断面の平面座標系を**図-2.6(d)**のように定義する．

解析ケースを**表-2.3** に示す．表中の Case 1 を基本パターンとして，解析結果に影響を与えると考えられる溶接溶込み量，溶接脚長，余盛，タイヤ形状，アスファルト舗装，対象断面をパラメトリックに変化させた弾性有限要素解析を実施した．各ケースに対して，文献 21)を参考にして走行位置のばらつきを考慮し，橋軸直角方向の載荷中心位置を x=±480mm の範囲で 80mm 間隔の 13 点に載荷しているため，解析結果は計 286 個となる．デッキプレートと U リブとの溶接ギャップ量 Δ（**図-2.6(d)**）も結果に影響すると考えられたため別途解析したが，0.01mm≦Δ ≦0.5mm の範囲では σ_{eva} は 5%以下の差であったことから検討パラメータより除いた．なお，本検討の載荷荷重

ではΔ=0.01mm の場合においてもデッキプレートと U リブは接触しなかった．溶接溶込み量は U リブ板厚の 75%以上が規定される [14), 22)]以前と以後を想定して 10.0%，16.7%，50.0%，75.0%，83.3%と設定した. 溶接脚長は設計溶接サイズである 6mm を基本とし, 実橋の溶接形状や文献 13), 23)を参考にして，片側の脚長を 9mm とした不等脚の場合も設定した．余盛は考慮する場合としない場合を設定した．考慮する場合は双方の脚長の合計を半径とし，両止端を通る円弧で余盛形状をモデル化し，考慮しない場合は両止端を直線で結ぶ形状とした．タイヤ形状は大型車の前輪と後輪を想定して，**表-2.2** に示すダブルタイヤとシングルタイヤを設定した．アスファルト舗装は考慮する場合としない場合を設定した. 考慮する場合は**第３章**の検討と同じ舗装厚 75mm とし, アスファルト舗装は便宜上弾性体と仮定し, その弾性係数は文献 11)を参考にして夏季 500N/mm^2, 冬季 5,000N/mm^2 と設定した．ポアソン比は 0.35 である．

2.3.2　評価応力の橋軸直角方向影響線

ルートの局部応力挙動を確認するため，**表-2.3** の各パラメータを変化させた場合の影響線を求めた．σ_{eva} の橋軸直角方向影響線を**図-2.7** に示す．**図-2.7(a)**は Case 1, 5, 9 を，**図-2.7(b)**は Case 2, 6, 10 を，**図-2.7(c)**は Case 2, 18 を，**図-2.7(d)**は Case 1, 19, 21 をそれぞれ重ねたものである．σ_{eva} はデッキプレート側と U リブ側の 2 箇所で求めた．以下，それらの応力を $\sigma_{eva,d}$，$\sigma_{eva,u}$ と記す．

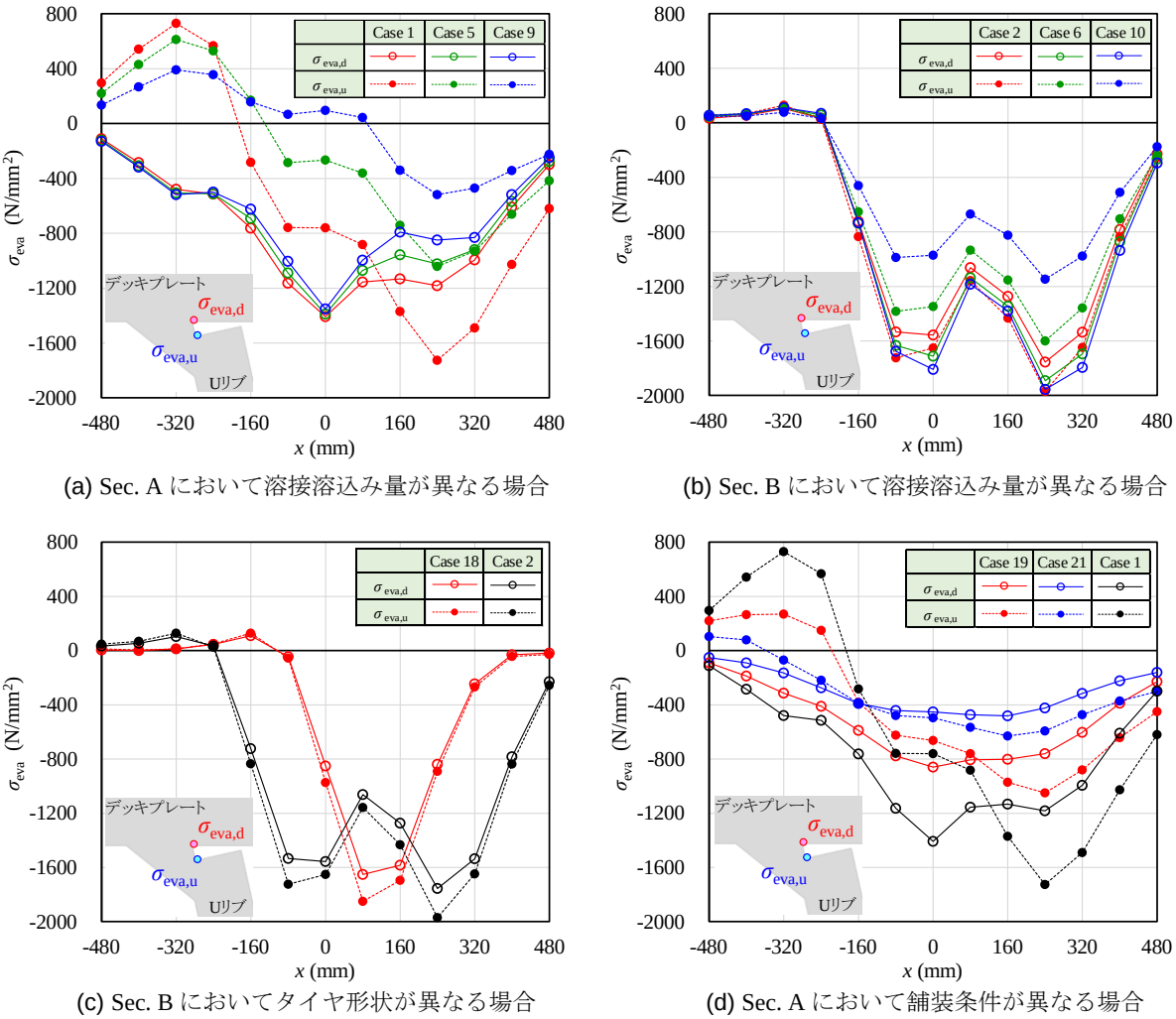
基本ケースである Case 1（**図-2.7(a)**）についてみると，$\sigma_{eva,d}$ と $\sigma_{eva,u}$ では影響線形状が異なることがわかる．応力がピークとなる載荷位置は，$\sigma_{eva,d}$ は着目溶接線をダブルタイヤが跨ぐように載荷した x=0mm のときであり，既往の研究 [24)]においてデッキ進展型き裂を疲労試験により再現した際の載荷位置と一致する．一方，$\sigma_{eva,u}$ は圧縮側が x=240mm，引張側が x=－320mm と，着目溶接線に対してタイヤが偏載したときにピークとなっており，既往の研究 [25)]とピーク位置が一致する．

対象断面の違いについてみるため，Case 2（**図-2.7(b)**）に着目する．**図-2.7(a)**で示した Sec. A の場合には $\sigma_{eva,d}$ と $\sigma_{eva,u}$ で影響線形状が異なったが，**図-2.7(b)**に示す Sec. B においては同じ傾向を示している．ピーク位置は x=0，240mm のときであり Case 1 の $\sigma_{eva,d}$ と $\sigma_{eva,u}$ の圧縮側ピーク位置と同じである．

溶接溶込み量の違いについてみるため，**図-2.7(a)**，**(b)**の双方に着目する．溶接溶込み量は Case 番号の昇順に大きくなる．各 Case 間での $\sigma_{eva,d}$ の変化がほとんどない一方で，$\sigma_{eva,u}$ は溶接溶込み量に応じて小さくなっており，溶接溶込み量によって $\sigma_{eva,d}$ と $\sigma_{eva,u}$ の大小関係が入れ替わることがわかった．これは，デッキ進展型き裂とビード進展型き裂のどちらが生じやすいかを考察した既往の研究 [1),5)]とも整合する．

図-2.7(c)にタイヤ形状の影響を示す．シングルタイヤ（Case 18）の場合，既往の研究 [26)]と同様に U リブ内にはまるように載荷した x=80mm に応力のピークがある．$\sigma_{eva,d}$ や $\sigma_{eva,u}$ のピーク値はダブルタイヤの場合（Case 2）と同程度であり，横リブ断面においてはシングルタイヤの疲労への影響も大きいと考えられる．なお，Sec. A についても別途タイヤ形状の影響比較をしているが，シングルタイヤの場合はダブルタイヤの場合の 75%程度の応力であった．

舗装の有無や剛性の影響を**図-2.7(d)**に示す．$\sigma_{eva,d}$ や $\sigma_{eva,u}$ のピーク値は舗装の効果により低減している．舗装なしの場合からの応力低減は $\sigma_{eva,d}$ と $\sigma_{eva,u}$ の双方で同程度であり，夏期で舗装無に対して 60%程度，冬季で 35%程度である．なお，Sec. B についても別途舗装の影響比較をしている



(a) Sec. A において溶接溶込み量が異なる場合

(b) Sec. B において溶接溶込み量が異なる場合

(c) Sec. B においてタイヤ形状が異なる場合

(d) Sec. A において舗装条件が異なる場合

図-2.7　評価応力の橋軸直角方向影響線

が，舗装による応力低減は Sec. A と同程度であった．

溶接脚長や余盛の影響についてみるため，Case 11～16 と Case 1，2 を比較したところ，$\sigma_{eva,d}$ のピーク値で 10%以内，$\sigma_{eva,u}$ のピーク値で 15%程度の差があった．影響線形状は同じである．溶接脚長や余盛の影響も無視できないと考えられるため，以下の検討ではその点を考慮することとする．なお，横リブ交差部ではスカラップのサイズやまわし溶接の影響を受けると考えられるが，本研究では考慮しないこととした．この点は今後検討が必要である．

2.4　参照応力による評価応力の推定

溶接部近傍で求められる応力を参照応力として，それにより評価応力を精度よく推定する方法を，前節のパラメトリック解析結果を用いて検討する．

2.4.1　参照応力の概要

既往の研究[4),11)-13)]を参考に，ルートの局部応力と相関が高いと思われる参照応力点を 6 点抽出

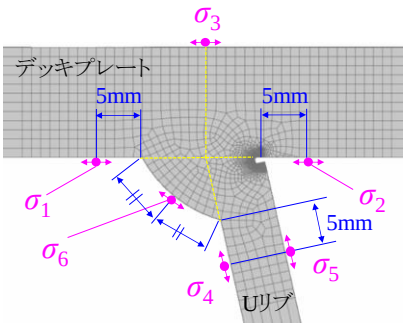


図-2.8　参照応力の位置と名称

表-2.4　評価応力と参照応力の相関係数の絶対値

	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_5	σ_6
$\sigma_{eva,d}$	0.844	0.882	0.853	0.096	0.469	0.658
$\sigma_{eva,u}$	0.415	0.443	0.474	0.252	0.635	0.951

した．なお，ここでは評価応力の推定を検討するため，実測においてひずみゲージから直接得られるひずみ値を参照するのではなく，弾性係数を乗じて応力値に変換したものを参照することとしている．参照点の位置を**図-2.8** に示す．溶接止端部から 5mm 離れた位置を基本に，デッキプレートや U リブの表裏面，溶接ビード上を参照点とした．参照応力は節点での応力とし，参照点付近の要素サイズは**図-2.8** に示した平面に対して概ね 1.0×1.0mm, 橋軸方向に 0.1mm である. 以下，これらの応力を**図-2.8** に示すように σ_1，σ_2，…，σ_6 と記す．σ_6 は文献 4)よりのど厚最小の断面（以下，のど断面）上とするのが望ましいと考えられるが，実橋における溶接溶込み量の正確な情報把握は難しく，のど断面が特定できないため，両溶接止端から等距離になる位置とした．

2.4.2　参照応力点の選定

全 286 個の解析結果について，評価応力 $\sigma_{eva,d}$，$\sigma_{eva,u}$ と参照応力 σ_1，σ_2，…，σ_6 の相関係数を求めた．その結果を**表-2.4** に示す．$\sigma_{eva,d}$ についてはデッキプレートの参照応力 σ_1，σ_2，σ_3 との相関係数が高く，既往の研究 [11),12)] と同様の結果が得られた．$\sigma_{eva,u}$ については溶接ビード上の参照応力 σ_6 との相関係数が高かった．$\sigma_{eva,d}$ と最も相関係数の高い σ_2 との関係を**図-2.9** に，$\sigma_{eva,u}$ と最も相関係数の高い σ_6 との関係を**図-2.10** に示す．図中の凡例は**表-2.3** に示している．また，図中の $|r|$ は相関係数の絶対値である．図より最も相関係数の高い参照応力のみを抽出しても双方の関係には 30%を超える誤差を有するデータが散見されることがわかる．

評価応力を 1 つの参照応力から精度よく推定することができないことが明らかとなったため，複数の参照応力を組み合わせて評価することで精度を高めることを考える．そこで 6 点の参照応力の各々の独立性を確認する目的で互いの相関係数を求めた．相関係数を**表-2.5** に示す．相関係数の絶対値が 0.9 以上となる応力どうし，すなわちデッキプレートの参照応力 σ_1，σ_2，σ_3 については，互いの応力は関係しあうと考えて，1 つの代表点のみを参照応力として選定することとする．

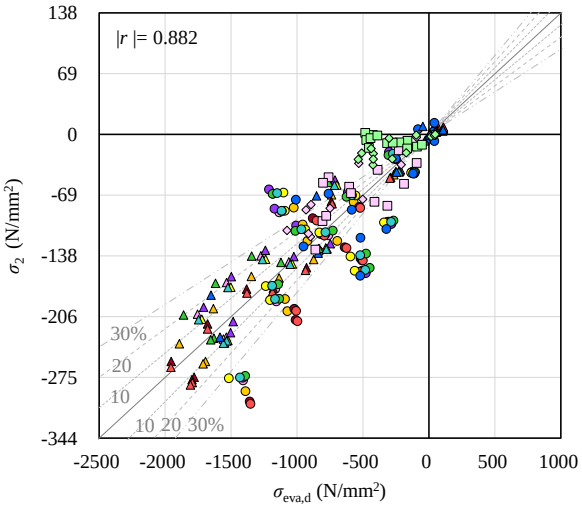


図-2.9　$\sigma_{\mathrm{eva,d}}$ と σ_2 の関係

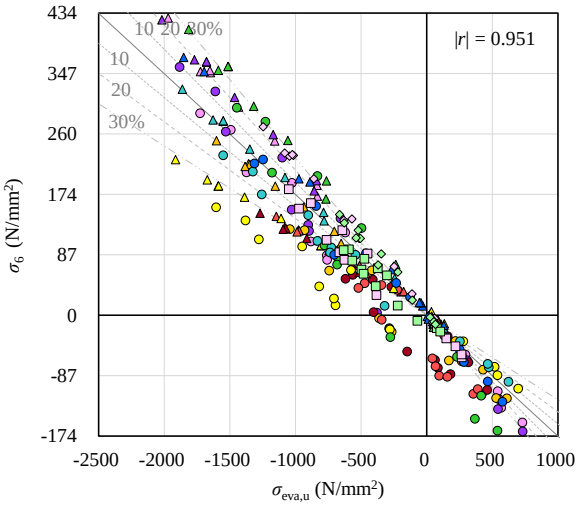
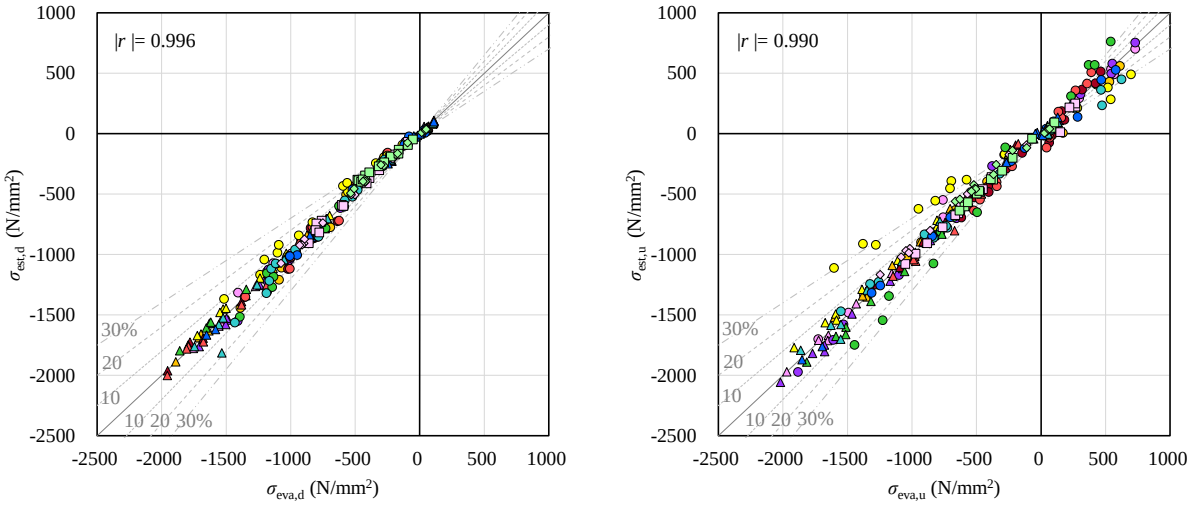


図-2.10　$\sigma_{\mathrm{eva,u}}$ と σ_6 の関係

表-2.5　参照応力どうしの相関係数の絶対値

	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_5	σ_6
σ_1	1.000	-	-	-	-	-
σ_2	0.957	1.000	-	-	-	-
σ_3	0.956	0.916	1.000	-	-	-
σ_4	0.463	0.290	0.436	1.000	-	-
σ_5	0.040	0.215	0.087	0.817	1.000	-
σ_6	0.291	0.317	0.327	0.286	0.571	1.000



(a) $\sigma_{eva,d}$ と $\sigma_{est,d}$ の関係（式(2.2a)，(2.3a)）　(b) $\sigma_{eva,u}$ と $\sigma_{est,u}$ の関係（式(2.2b)，(2.3b)）

図-2.11　評価応力と推定値の関係（式(2.2)，(2.3)）

ここではひずみゲージの貼付けやすさを考慮して σ_1 を選定した．以下の検討においては σ_1，σ_4，σ_5，σ_6 の 4 点の応力を用いて評価応力の推定を検討する．

2.4.3　参照応力による評価応力の推定方法

σ_1，σ_4，σ_5，σ_6 が互いに独立変数とみなし，重回帰分析により着目断面ごとに評価応力の推定式を求めた結果を以下に示す．

1) U リブスパン中央断面（Sec. A）

$$\sigma_{est,d}=2.94\sigma_1+4.34\sigma_4+5.37\sigma_5-1.18\sigma_6 \tag{2.2a}$$

$$\sigma_{est,u}=-0.25\sigma_1+3.64\sigma_4+4.82\sigma_5-4.49\sigma_6 \tag{2.2b}$$

2) 横リブ断面（Sec. B）

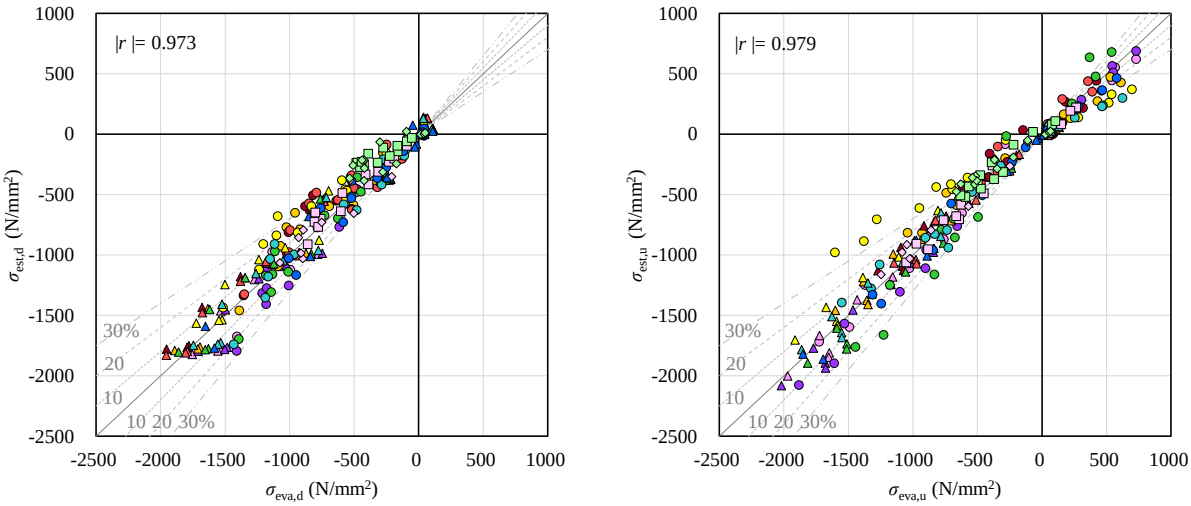
$$\sigma_{est,d}=3.70\sigma_1+4.63\sigma_4+6.34\sigma_5-0.68\sigma_6 \tag{2.3a}$$

$$\sigma_{est,u}=4.36\sigma_1+7.24\sigma_4+4.14\sigma_5-0.50\sigma_6 \tag{2.3b}$$

ここで，$\sigma_{est,d}$，$\sigma_{est,u}$：デッキプレート側，U リブ側の評価応力の推定値である．

上式で求められる推定値 σ_{est} と有限要素解析結果 σ_{eva} との比較を**図-2.11** に示す．**図-2.9**，10 と比較すると，式(2.2)，(2.3)による推定値は明らかに精度が向上していることがわかる．ただし，**図-2.11(b)**においては誤差が 30%を超えるデータもあるため，更なる精度の改良が必要である．

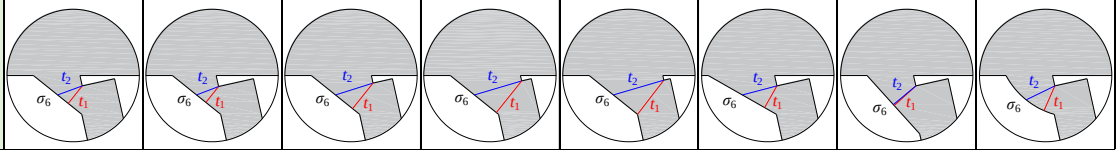
なお，**表-2.5** より，σ_4 と σ_5 の相関係数の絶対値も 0.817 と高く，σ_5 の参照点は U リブ内面となりひずみゲージの貼付けに労力を要するため，σ_5 は除外して評価したいところである．そこで，σ_1，σ_4，σ_6 の 3 点からも同様の手法で評価し，精度を確認した．その結果を**図-2.12** に示す．相関係数は $\sigma_{eva,d}$ と $\sigma_{est,d}$ の関係では $|r|=0.973$，$\sigma_{eva,u}$ と $\sigma_{est,u}$ の関係では $|r|=0.979$ と**図-2.11** よりも小さ



(a) $\sigma_{eva,d}$ と $\sigma_{est,d}$ の関係　　(b) $\sigma_{eva,u}$ と $\sigma_{est,u}$ の関係

図-2.12　評価応力と推定値の関係（σ_1，σ_4，σ_6 の 3 点からの推定）

表-2.6　解析で想定した溶接形状と補正係数

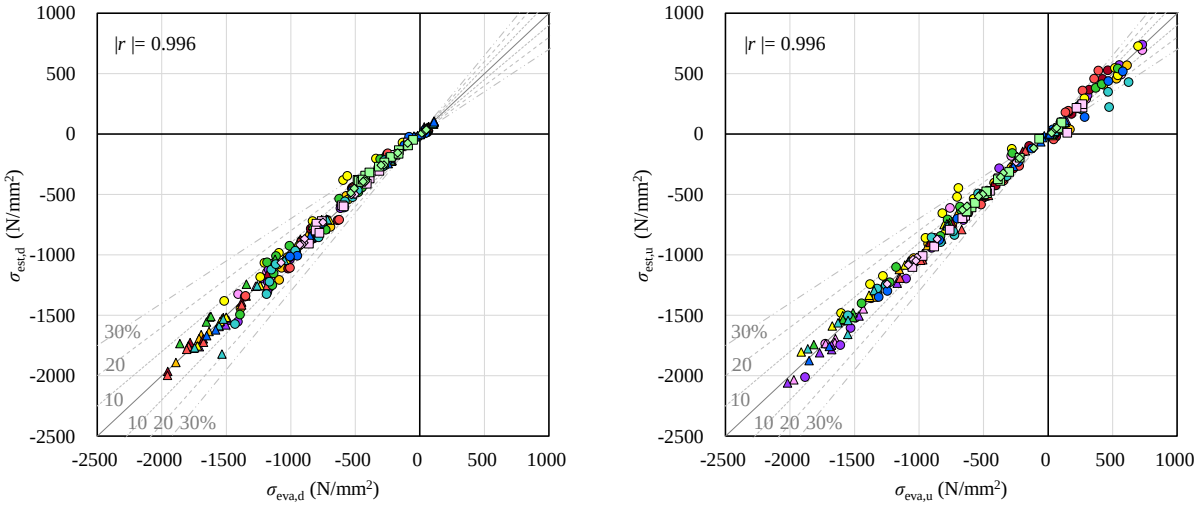
Case	1, 2, 17, 18, 19, 20, 21, 22	3, 4	5, 6	7, 8	9, 10	11, 12	13, 14	15, 16
溶接形状								
t_1 (mm)	3.39	3.08	4.95	6.12	6.51	3.76	4.41	4.07
t_2 (mm)	3.96	3.57	5.95	7.45	7.95	5.40	4.42	4.80
t_2/t_1	1.17	1.16	1.20	1.22	1.22	1.44	1.00	1.18
C_1	1.36	1.34	1.44	1.48	1.49	2.06	1.00	1.39

く，デッキプレート側の推定式においても誤差が 30%を超えるデータが増える結果となった．よって，σ_5 も参照応力とするのが望ましい．なお，σ_5 の計測に曲げひずみゲージを用いることで，U リブ内面へのひずみゲージの貼付けを避けることができる可能性があるが，今後その測定精度についての検証が必要であると思われる．

2.4.4　溶接ビード上の参照応力値の補正

$\sigma_{est,u}$ の精度を高めるため，式(2.2)，(2.3)の補正方法を検討する．**表-2.4** に示したように $\sigma_{eva,u}$ は σ_6 と相関が高く，$\sigma_{est,u}$ の推定に σ_6 が重要と思われる．また，**図-2.11(b)**において推定式から最も乖離しているケースは Case 11 であり，それは**表-2.6** に示す t_1（のど厚）と t_2（参照応力点 σ_6 を通る断面の厚さ）の比 t_2/t_1 が他の解析ケースよりも大きい場合である．文献 4)より σ_6 はのど断面上にあることが望ましいと考えられるため，のど断面上の応力となるように補正を検討する．

溶接部においては曲げ応力が支配的であることを別途解析で確認しているため，のど断面と，参照応力点 σ_6 を通る断面における曲げ応力の比 C_1 (= t_2^2/t_1^2) を用いて σ_6 を補正することとした．



(a) $\sigma_{eva,d}$ と $\sigma_{est,d}$ の関係（式(2.4a)，(2.5a)）　(b) $\sigma_{eva,u}$ と $\sigma_{est,u}$ の関係（式(2.4b)，(2.5b)）

図-2.13　評価応力と推定値の関係（式(2.4)，(2.5)）

求められた推定式を以下に示すとともに，推定結果を**図-2.13** に示す.

1) U リブスパン中央断面（Sec. A）

$$\sigma_{est,d}=2.97\sigma_1+4.28\sigma_4+5.28\sigma_5-0.88C_1\cdot\sigma_6 \tag{2.4a}$$

$$\sigma_{est,u}=-0.07\sigma_1+3.20\sigma_4+3.99\sigma_5-3.53C_1\cdot\sigma_6 \tag{2.4b}$$

2) 横リブ断面（Sec. B）

$$\sigma_{est,d}=3.92\sigma_1+4.93\sigma_4+6.38\sigma_5-0.36C_1\cdot\sigma_6 \tag{2.5a}$$

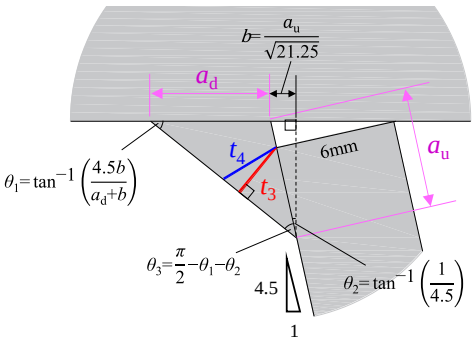
$$\sigma_{est,u}=2.57\sigma_1+5.02\sigma_4+3.55\sigma_5-1.52C_1\cdot\sigma_6 \tag{2.5b}$$

図-2.11 と比較してみると推定精度が改善されており，概ね 10%程度の誤差で $\sigma_{eva,d}$，$\sigma_{eva,u}$ を推定できることがわかる.

C_1 を求める際に脚長，余盛の形状，溶接溶込み量，デッキプレートと U リブとの溶接ギャップ量が必要となる．脚長は溶接ゲージなど簡易な機器により計測できるが，余盛の形状，溶接溶込み量, デッキプレートと U リブとの溶接ギャップ量の正確な情報把握は難しく, 実橋において t_1, t_2 が特定できない．そこで**図-2.14** に示すように，余盛なし，溶接溶込み量 0%，デッキプレートと U リブとの溶接ギャップ量 0mm と仮定し，簡易に計測可能なデッキプレート側の脚長 a_d と U リブ側の脚長 a_u のみから t_1，t_2 に相当する t_3，t_4 を求め，C_2（$= t_4^2/t_3^2$）を用いて σ_6 を補正することとした．求められた推定式を以下に示すとともに，推定結果を**図-2.15** に示す.

1) U リブスパン中央断面（Sec. A）

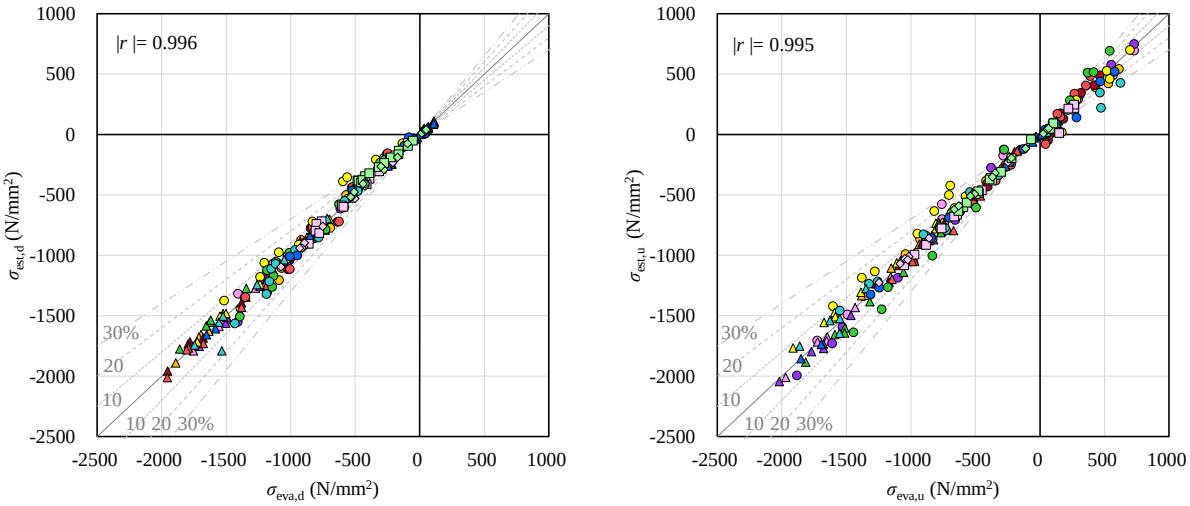
$$\sigma_{est,d}=2.95\sigma_1+4.29\sigma_4+5.28\sigma_5-1.05C_2\cdot\sigma_6 \tag{2.6a}$$



$$t_3=\left(a_u-\frac{4}{3}\right)\sin\theta_3$$

$$t_4=\left[\left\{\frac{\sqrt{a_d^2+2b\cdot a_d+21.25b^2}}{2}-\left(a_u-\frac{4}{3}\right)\cos\theta_3\right\}^2+t_3^2\right]^{\frac{1}{2}}$$

図-2.14　t_3，t_4 の算出方法



(a) $\sigma_{eva,d}$ と $\sigma_{est,d}$ の関係（式(2.6a)，(2.7a)）　(b) $\sigma_{eva,u}$ と $\sigma_{est,u}$ の関係（式(2.6b)，(2.7b)）

図-2.15　評価応力と推定値の関係（式(2.6)，(2.7)）

$$\sigma_{est,u}=-0.16\sigma_1+3.31\sigma_4+4.19\sigma_5-4.13C_2\cdot\sigma_6 \tag{2.6b}$$

2) 横リブ断面（Sec. B）

$$\sigma_{est,d}=2.95\sigma_1+3.73\sigma_4+6.19\sigma_5-1.14C_2\cdot\sigma_6 \tag{2.7a}$$

$$\sigma_{est,u}=2.56\sigma_1+5.06\sigma_4+3.74\sigma_5-1.76C_2\cdot\sigma_6 \tag{2.7b}$$

図-2.13 と比較しても推定精度の低下はほとんどみられない．溶接ビード上の参照応力値の補正として，溶接脚長の情報のみから概ね10%程度の誤差で $\sigma_{eva,d}$, $\sigma_{eva,u}$ を推定できることを確認した．

ここで，参照応力 σ_1，σ_4，σ_5，σ_6 の力学的意味を考える．評価応力 $\sigma_{eva,d}$，$\sigma_{eva,u}$ は**図-2.16** に示すイメージ図のようにデッキプレート，U リブそれぞれの膜応力成分と板曲げ応力成分，およびデッキプレート厚とのど厚に関係するものと考えられる．デッキプレートは膜応力成分がほとんど生じず板曲げ応力成分が支配的であるため，σ_1 がデッキプレートの板曲げ応力成分と比例するとみなせる．U リブの膜応力成分と板曲げ応力成分は σ_4，σ_5 から求まる．デッキプレート厚は本研

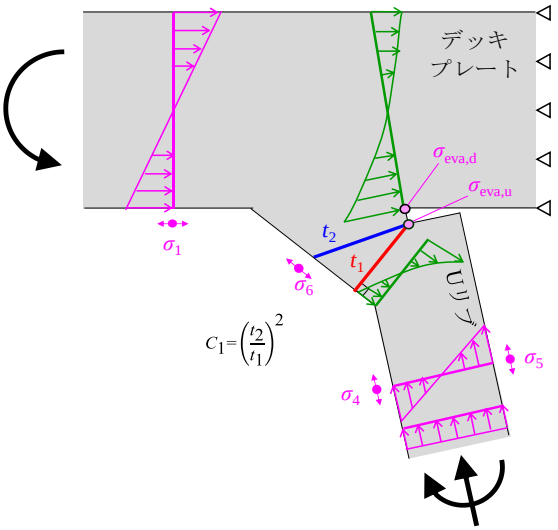


図-2.16　溶接部近傍の応力イメージ図

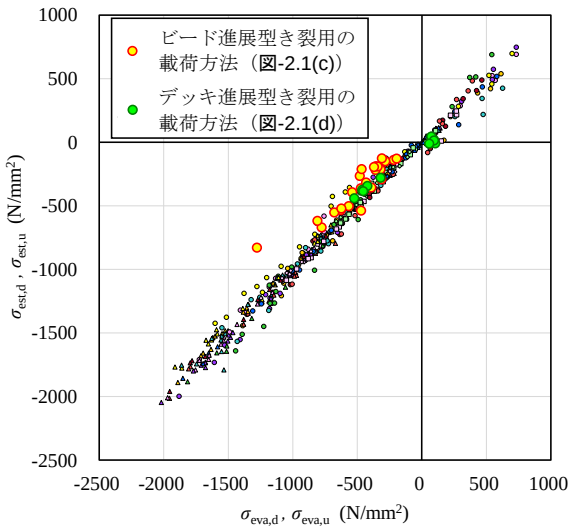


図-2.17　評価応力と推定値の関係（疲労試験の場合）

究の対象鋼床版では 12mm で定数となる．のど厚の影響は C_1・σ_6 と概ね比例すると考えられる．つまり，参照応力 σ_1，σ_4，σ_5，σ_6 はデッキプレートの板曲げ応力成分，U リブの膜応力成分と板曲げ応力成分，のど厚と関係しており，それらの回帰式による本手法は評価応力を精度よく推定することができると思われる．

2.4.5　疲労試験に対する本評価の適用

式(2.6)を用いた評価応力の推定方法の妥当性を確認するため，2.2 の疲労試験に対して式(2.6)を適用した．その結果を図-2.17 に示す．図は図-2.15(a), (b)の結果を 1 つのグラフに統合した上で，疲労試験の場合を重ねたものである．疲労試験はルートが引張の片振りになるように実施しているため，この図においては疲労試験で得た σ_{eva} を－1 倍してプロットしている．図から，ビード進

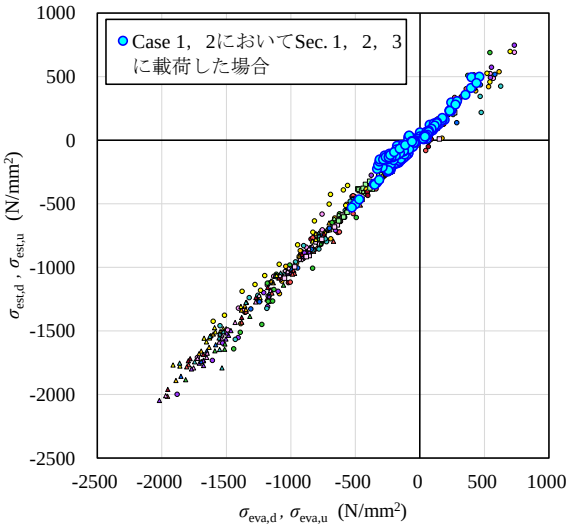


図-2.18　評価応力と推定値の関係（Case 1，2 において Sec. 1，2，3 に載荷した場合）

展型き裂用の載荷方法の場合はばらつきが大きいものの，疲労試験の結果は**図-2.15(a)**，(b)の結果と概ね同一線状にプロットされていることが確認できる．また，デッキ進展型き裂用の載荷方法の場合には概ね 20%以下の誤差で $\sigma_{eva,d}$，$\sigma_{eva,u}$ を推定できていることも確認できる．このように，疲労試験に対しても式(2.6)により評価応力を概ね推定できることから，推定方法は妥当であることを確認した．なお，ビード進展型き裂用の疲労試験は U リブに載荷しており，実際の鋼床版の載荷状況と異なることが推定精度のばらつきに影響しているものと思われる．この点に関しては今後の課題である．

2.4.6　橋軸方向の載荷位置の影響

ここまで，着目断面に対して最大応答値となる着目断面上載荷の場合のみを想定した推定方法を検討してきた．一方で，評価応力の橋軸方向影響線は走行位置によっては正負交番が生じることが知られている [11), 12)]．式(2.1)によりき裂発生寿命を求める際に，評価応力範囲 $\Delta\sigma_{eva}$ が必要となるため，橋軸方向に載荷位置が変わっても式(2.6)，(2.7)により評価応力を精度よく推定できることを確認する必要がある

そこで，Case 1，　2 において，Sec. A と B の間の Sec. 1，2，3（**図-2.6** 参照）に載荷位置を移動させ，σ_{eva} および参照応力の橋軸方向影響線を求めた．ただし，σ_{eva} については，着目断面上載荷の場合の円弧上の主応力最大位置を評価点として固定し，その点に対する絶対値最大の主応力の橋軸方向影響線としている．その点の主応力の方向は載荷位置に応じて変化するが，概ね円弧に対して法線方向であった. それぞれの載荷位置において, 参照応力から式(2.6), (2.7)によって $\sigma_{eva,d}$，$\sigma_{eva,u}$ を推定した結果を**図-2.18** に示す．なお，Case 1，2 の双方において Sec. 1，2，3 に載荷した場合に σ_{eva} の正負が逆転するケースがあったが, 図中の結果にはそれらも含まれている. 図から，橋軸方向に載荷位置が変わっても式(2.6)，(2.7)により評価応力を精度よく推定できることがわかる．よって，σ_{eva} の橋軸方向影響線は参照応力のそれから推定でき，参照応力範囲を求めることで評価応力範囲 $\Delta\sigma_{eva}$ が推定可能であるといえる．

2.5　評価応力によるき裂進展方向の判別

デッキ進展型き裂とビード進展型き裂のどちらが生じやすいかが予測できれば，点検の効率化につながる．そこでデッキとビード進展型き裂を判別する方法の構築を検討する．

き裂は**図-2.2** に示す 3 種類が確認されており，U リブ側のルートからはビード進展型き裂（BU 型）しか発生していないが，デッキプレート側のルートからはデッキ進展型き裂（D 型）とビード進展型き裂（BD 型）の両方が発生する可能性がある．そこでデッキプレート側のルートに着目し，D 型と BD 型の判別を試みる．

2.5.1　き裂進展解析の概要

図-2.4 や**図-2.6** に示した解析モデルを用いてき裂進展経路を求めた．解析モデルは 3 次元であるが，以下の検討では，**図-2.4** の場合は試験体中央の断面，**図-2.6** の場合は**図-2.6(d)**に示す断面に着目して検討する．なお，き裂進展解析における解析モデルにはルートにフィレット形のノッチをモデル化していない．き裂進展解析は以下の手順で実施した．

1) 着目断面でのルートに位置する要素の最大主応力方向を求める．なお，溶接残留応力は考慮していない．
2) ルートに 1)で求めた最大主応力方向に直交する初期き裂を導入する．初期き裂は深さ 0.5mm とし，簡単のため橋軸方向に一様に導入する．き裂は二重節点によりモデル化する．なお，き裂面の接触は無視した．また，**図-2.6** の解析モデルを用いた場合，き裂のモデル化はサブモデルのみ行った．
3) き裂先端の進展角度を求める．進展角度はき裂先端のエネルギー解放率が最大となる角度 θ_f とし，変位外挿法より応力拡大係数 K_I, K_{II}, K_{III} を求めた上で，次式より算出した [27]．

$$\frac{1-\nu}{2}\left\{K_I^2\left(\sin\frac{\theta_f}{2}+\sin\frac{3\theta_f}{2}\right)+4K_IK_{II}\cos\frac{3\theta_f}{2}-K_{II}^2\left(3\sin\frac{3\theta_f}{2}-5\sin\frac{\theta_f}{2}\right)\right\}+K_{III}^2\sin\frac{\theta_f}{2}=0 \qquad (2.8)$$

ここで，ν : ポアソン比である．なお，橋軸方向の各位置で進展角度は異なるが，着目断面で計算される進展角度を用いる．

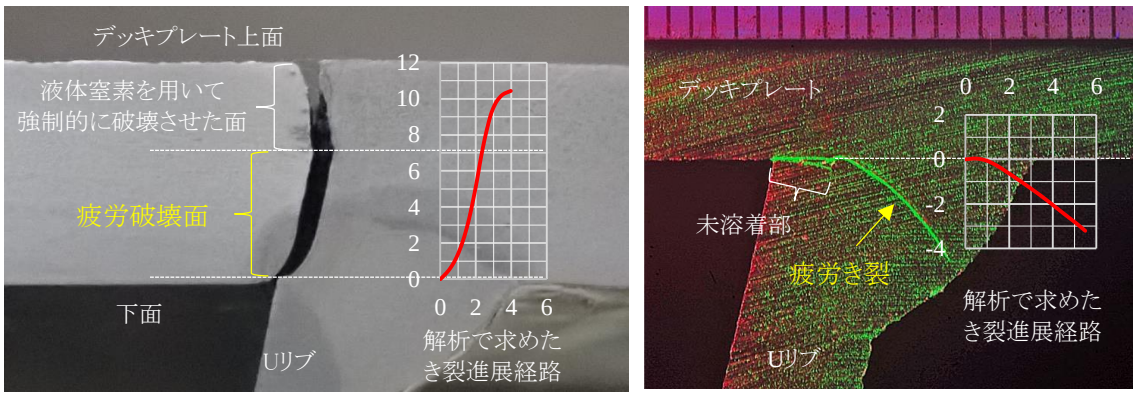
4) 進展角度の方向にき裂を橋軸方向に一様に 0.5mm 進展させる．
5) 3)と 4)を繰り返す．

モデル間の要素分割の影響を極力排除するため，き裂先端周辺およびき裂面は 0.1×0.1×0.1mm となるようにき裂を進展させる毎にリメッシュを行った．

この解析手法の妥当性を確認するため，**第 5 章**で後述する輪荷重走行試験で得られたき裂形状や，**図-2.6(b)**に示した疲労試験で得られたき裂形状と，この解析手法で得られたき裂進展経路を比較した．比較結果を**図-2.19** に示す．両者は概ね一致しており，解析は妥当であると判断して本節の以降の検討を行う．

2.5.2　き裂進展解析の結果

デッキプレート側のルートから発生，進展するき裂の進展経路を把握するため，**図-2.6** に示した解析モデルに対して，**表-2.3** の Case 3，7 のうち載荷位置（x=0，80，160，240mm）の場合の解析を実施した．



(a) 第 5 章の輪荷重走行試験で得られたき裂　　(b) 図-2.2(b)に示した疲労試験で得られたき裂

図-2.19　実き裂と解析でのき裂進展経路の比較

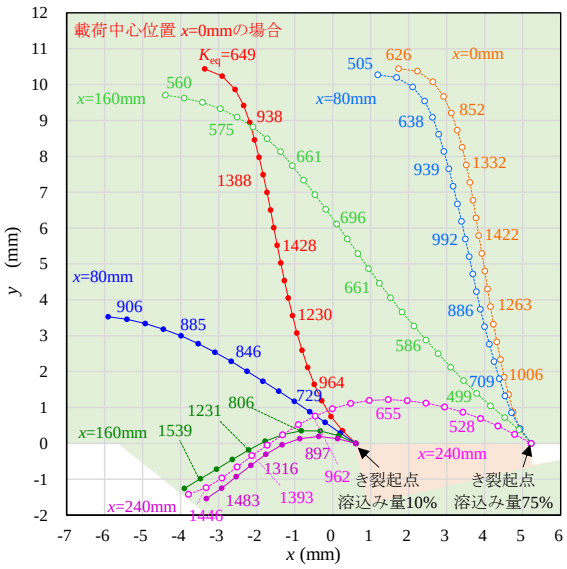


図-2.20　載荷位置，溶接溶込み量を変化させた場合のき裂進展経路

解析結果を**図-2.20** に示す．図は溶接溶込み量 10%と 75%の場合の進展経路を重ねて示したものであり，左側に起点があるマーカを塗り潰した経路が溶接溶込み量 10%の場合の，右側に起点があるマーカを白抜きとした経路が 75%の場合の結果である．また，各々の場合で 4 本の経路を示しているが，それらは載荷位置が異なる．加えて，進展に伴う応力拡大係数の変化を示すため，図中の各経路には等価応力拡大係数 K_{eq} を記載した．K_{eq} は破壊角度と同じ方向のき裂に対するモード I に相当する応力拡大係数であり，次式より算出した [27]．

$$K_{eq}=\left[\frac{1}{1-\nu}\cos^2\frac{\theta_f}{2}\left\{\frac{1-\nu}{2}\left(K_I{}^2(1+\cos\theta_f)-4K_IK_{II}\sin\theta_f+K_{II}{}^2(5-3\cos\theta_f)\right)+K_{III}{}^2\right\}\right]^{\frac{1}{2}} \tag{2.9}$$

なお，図中ではき裂が途中で止まっているが，これはき裂の停留を意味するわけではなく解析を途中で止めたためである．

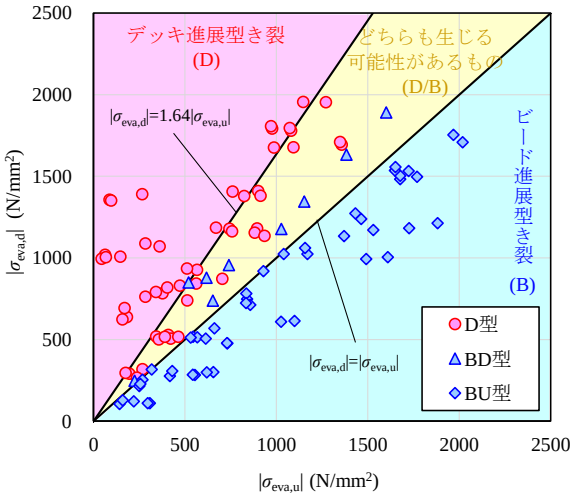


図-2.21　$|\sigma_{eva,d}|$，$|\sigma_{eva,u}|$とき裂タイプの関係

図より，き裂深さが 3mm 程度以下の小さい段階でき裂進展経路が下に凸の場合に D 型となり，上に凸の場合は BD 型となる．また，溶接溶込み量が小さいとビード進展型き裂が，大きいとデッキ進展型き裂が生じやすいとした既往の研究[1),5)]とも整合する．例えば載荷位置 x=160mm の場合のように，同じ載荷位置でも，溶接溶込み量が異なれば進展方向が異なる場合がある．それらの傾向を踏まえ，き裂進展方向と評価応力の関係を整理する．

2.5.3　き裂進展方向の判別方法

デッキプレート側のルートから生じるき裂は，き裂深さが 3mm 程度以下の小さい段階でき裂進展経路が下に凸の場合に D 型となり，上に凸の場合は BD 型となる傾向がある．また，U リブ側のルートからは BU 型しか発生していない．これらの特性を用いて D，BD，BU 型を分類する．分類には Case 1～10 の計 130 個の解析結果を用い，以下の手順で実施した．

1) 130 個のデータのうち，$|\sigma_{eva,d}|$ ＞ $|\sigma_{eva,u}|$ となるケースを抽出する．なお，$|\sigma_{eva,d}|$ ＜ $|\sigma_{eva,u}|$となるケースは BU 型と分類する．
2) 抽出した各ケースにおいて，2.5.1 のき裂進展解析の手順で深さ 3mm までのき裂進展経路を求める．この際，き裂先端の応力拡大係数が 76N/mm$^{3/2}$ 以下[28)]のケースはき裂が進展しないとみなし除く．
3) き裂進展経路が下に凸の場合に D 型，上に凸の場合に BD 型と分類する．

分類したき裂タイプと評価応力の関係を**図-2.21** に示す．$|\sigma_{eva,d}|$と$|\sigma_{eva,u}|$の大小関係に応じて D，BD，BU 型が概ね区分されてプロットされているが，D，BD 型の明確な区分は困難であることがわかる．実際のルートでは，形状や溶接残留応力の影響もあり，さらに評価が困難となると予想される．そこで，$|\sigma_{eva,d}|$と$|\sigma_{eva,u}|$の大小関係より，デッキ進展型き裂（D 型），ビード進展型き裂（BD，BU 型），およびどちらも生じる可能性があるものの 3 区分を**図-2.21** の実線により判別することとした．

この判別方法の妥当性を確認するため，2.2 の疲労試験に対して本評価方法を適用した．その結果を**図-2.22** に示す．図は実験における参照応力 σ_1，σ_4，σ_5，σ_6 から式(2.6)を適用して$|\sigma_{est,d}|$と$|\sigma_{est,u}|$

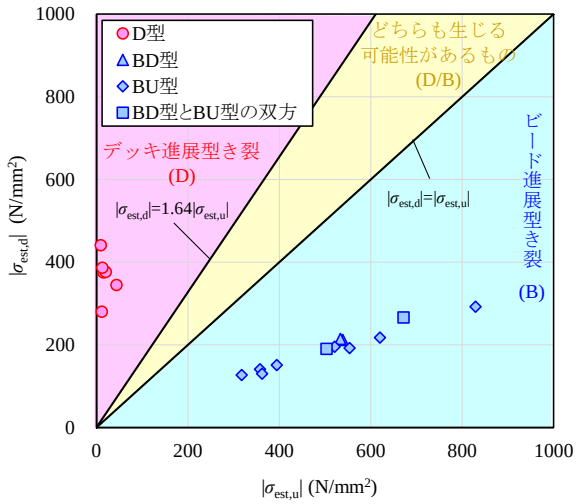


図-2.22　き裂進展方向の判別方法と疲労試験結果

表-2.7　溶接溶込み量や対象断面を変えた場合のき裂進展方向

Case	対象断面	溶接溶込み量	載荷中心位置 x (mm)												
			-480	-400	-320	-240	-160	-80	0	80	160	240	320	400	480
3	Sec.A	10.0%	B	B	B	B	D	D/B	D/B	D/B	B	B	B	B	B
1		16.7%	B	B	B	B	D/B	D/B	D	D/B	B	B	B	B	B
5		50.0%	B	B	B	B	D	D	D	D	D/B	B	B	B	B
7		75.0%	B	B	D/B	D/B	D	D	D	D	D	D/B	D/B	D/B	B
9		83.3%	NC	D/B	D/B	D/B	D	D	D	D	D	D/B	D	D/B	D/B
4	Sec.B	10.0%	NC	B	NC	NC	B	B	B	B	B	B	B	B	B
2		16.7%	NC	NC	NC	NC	B	B	B	B	B	B	B	B	B
6		50.0%	NC	NC	NC	NC	D/B	D/B	D/B	D/B	D/B	D/B	D/B	D/B	D/B
8		75.0%	NC	NC	NC	NC	D/B	D/B	D	D/B	D/B	D/B	D	D	D/B
10		83.3%	NC	NC	NC	NC	D/B	D	D	D/B	D	D	D	D	D

【凡例】

$\lvert\sigma_{eva}\rvert$ (N/mm^2)	-200	200-400	400-600	600-800	800-1000	1000-1200	1200-1400	1400-1600	1600-1800	1800-

D:デッキ進展型き裂，　B:ビード進展型き裂，　D/B:どちらも生じる可能性があるもの，　NC:下限界応力拡大係数範囲以下

で整理したものである．BD，BU 型の明確な区分は困難であるが，デッキ進展型き裂かビード進展型き裂かの大まかな区分は$|\sigma_{est,d}|$と$|\sigma_{est,u}|$の大小関係から可能であることが確認できる．

図-2.21 に示した判別方法を用いて，溶接溶込み量や対象断面を変えた場合のき裂進展方向を求めた．その結果を**表-2.7** に示す．ビードを貫通したき裂は U リブスパン中央断面，横リブ断面に関係なく溶接溶込み量が小さい場合に多い傾向にあること [5), 6), 23)]や，デッキプレートを貫通したき裂の報告は横リブ断面に集中する傾向にあること [5), 29)]を，**表-2.7** の結果によって説明することができることがわかる．このように，既往の知見との比較からもこの判別方法は概ね妥当であると考えられる．

2.6　まとめ

本研究は，鋼床版の U リブ・デッキプレート溶接部のルートき裂であるデッキ進展型き裂，ビード進展型き裂の双方を対象として，疲労試験および有限要素解析により，参照応力によるき裂

の発生，進展の評価方法を検討した．得られた主な結果を以下に示す．

(1) 疲労試験および弾性有限要素解析の結果から，ルートのフィレット形のノッチ応力を評価応力として用いることで，き裂発生寿命との関係を求め，その S-N 曲線を提案した．

(2) 弾性有限要素解析により，載荷位置，溶接形状，タイヤ形状，アスファルト舗装の剛性，対象断面の違いによる評価応力の発生挙動の特徴を示した．

(3) 4 点での参照応力からルートの評価応力を推定する方法を提案した．提案した推定方法は誤差が概ね 10%以内であることを確認するとともに, 疲労試験結果をこの推定方法より適切に評価できることを確認した．

(4) デッキプレート側と U リブ側のルートに対する評価応力の大小関係からき裂進展方向を判別する方法を提案した．その方法により疲労試験結果を適切に判別できるとともに，既往の知見とも整合することを確認した．

本研究で得られた，評価応力とき裂発生寿命の S-N 曲線，参照応力から評価応力を推定する方法，評価応力からき裂進展方向を判別する方法の 3 つを組み合わせて用いることで，実橋から得られる参照応力の情報よりき裂発生寿命やき裂進展方向を推定する方法を構築することができた．

参考文献

1) 森猛，鳴原志保，中村宏：溶接溶け込み深さを考慮した鋼床版デッキプレート・トラフリブ溶接部の疲労試験，土木学会論文集 A，Vol.62，No.3，pp.570-581，2006.

2) 菅沼久忠，三木千壽：鋼床版のデッキプレートとトラフリブ間の縦方向溶接部の疲労に対する EFFECTIVE NOTCH STRESS による評価, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.1, pp.35-42, 2007.

3) Ya, S. and Yamada, K.: Fatigue durability evaluation of trough to deck plate welded joint of orthotropic steel deck，土木学会論文集 A，Vol.64，No.3，pp.603-616，2008.

4) ヤサムオル，山田健太郎，石川敏之，村井啓太：デッキプレートと U リブの溶接ビードを貫通する疲労き裂の耐久性評価，鋼構造論文集，第 16 巻，第 64 号，pp.11-20，2009.

5) 平山繁幸，内田大介，小笠原照夫，井口進，大西弘志：鋼床版デッキ・U リブ溶接部に生じるビード進展き裂の発生および進展経路に関する考察, 鋼構造論文集, 第 22 巻, 第 85 号, pp.71-84，2015.

6) 川上順子，高田佳彦，坂野昌弘：鋼床版デッキと U リブ溶接部の疲労損傷に対する供用下溶接補修工法に関する検討，鋼構造論文集，第 22 巻，第 85 号，pp.85-100，2015.

7) Kainuma, S., Yang, M., Jeong, Y., Inokuchi, S., Kawabata, A. and Uchida, D.: Experimental investigation for structural parameter effects on fatigue behavior on rib-to-deck welded joints in orthotropic steel decks, *Engineering Failure Analysis*, Vol.79, pp.520-537, 2017.

8) Luo, P., Zhang, Q., Bao, Y. and Zhou, A.: Fatigue evaluation of rib-to-deck welded joint using averaged strain energy density method, *Engineering Structures*, Vol.177, pp.682-694, 2018.

9) Maljaars, J., Bonet, E. and Pijpers, R.: Fatigue resistance of the deck plate in steel orthotropic deck structures, *Engineering Fracture Mechanics*, Vol.201, pp.214-228, 2018.

10) Wang, P., Pei, X., Dong, P. and Song, S.: Traction structural stress analysis of fatigue behaviors of rib-to-deck joints in orthotropic bridge deck, *International Journal of Fatigue*, Vol.125, pp.11-22, 2019.

11) 井口進，内田大介，平山繁幸，川畑篤敬：鋼床版のデッキと U リブ溶接部の疲労寿命評価法に関する検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.67，No.3，pp.464-476，2011.
12) 森猛，金子想，林暢彦，小笠原照夫，内田大介：交差部デッキ進展き裂を対象とした鋼床版疲労耐久性評価のためのひずみ参照点の検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.74，No.1，pp.13-21，2018.
13) 井口進，内田大介，齊藤史朗，杉山裕樹，田畑晶子：鋼床版デッキ・U リブ溶接部に生じるビード進展き裂の疲労寿命評価法に関する検討，鋼構造論文集，第 26 巻，第 104 号，pp.1-16，2019.
14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋編，2002.
15) 山田健太郎，Ya Samol：U リブすみ肉溶接のルートき裂を対象とした板曲げ疲労試験，構造工学論文集，Vol. 54A, pp. 675-684, 2008.
16) 山田健太郎，小薗江朋尭，小塩達也：垂直補剛材と鋼床版デッキプレートのすみ肉溶接の曲げ疲労試験，鋼構造論文集，第 14 巻，第 55 号，pp. 1-8, 2007.
17) Fricke, W.: Guideline for the fatigue assessment by notch stress analysis for welded structure, *IIW documentation*, XIII-2240rl-08, 2009.
18) Xiao, Z. and Yamada, K.: Fatigue strength evaluation of root-failed welded joints based on one-millimeter stress, 構造工学論文集，Vol.50A，pp.719-726，2004.
19) 土木学会：鋼構造シリーズ 19　鋼床版の疲労　2010 年改訂版，2010.
20) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋・鋼部材編，2017.
21) 高田佳彦，木代穣，中島隆，薄井王尚：BWIM を応用した実働荷重と走行位置が鋼床版の疲労損傷に与える影響検討，構造工学論文集，Vol.55A，pp.1456-1467，2009.
22) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.
23) 溝上善昭，花井拓，鎌田将史，新野貴大，神田隼太：U リブ鋼床版ビード貫通亀裂の進展特性，土木学会第 71 回年次学術講演会概要集，I-386，pp.771-772，2016.
24) 小野秀一，平林泰明，下里哲弘，稲葉尚文，村野益巳，三木千壽：既設鋼床版の疲労性状と鋼繊維補強コンクリート敷設工法による疲労強度改善効果に関する研究，土木学会論文集 A，Vol.65，No.2，pp.335-347，2009.
25) 石井博典，井口進，春日井俊博，村越潤，梁取直樹：既設鋼床版の SFRC 舗装による応力低減効果と破壊性状に関する検討，構造工学論文集，Vol.59A，pp.1138-1149，2013.
26) 森猛，金子想，林暢彦，内田大介，小笠原照夫：鋼床版デッキ進展き裂の起点を対象とした応力影響面とその利用，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.73，No.1，pp.21-31，2017.
27) Chang, J., Xi, J. and Mutoh, Y.: A general mixed-mode brittle fracture criterion for cracked materials, *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 73, pp.1249-1263, 2006.
28) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説－付・設計例－2012 年改定版，2012.
29) 上坂健一郎，村野益巳，中野博文，斎藤豪：鋼床版デッキプレートとトラフリブ溶接部の疲労き裂発生分析，土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集，I-172，pp.343-344，2011.

第 3 章　実橋計測によるルートき裂の発生寿命と進展方向の推定方法の検証

3.1　はじめに

構造物の維持管理サイクルは変状の検知から始まる．一方で，鋼床版のように面的な広がりをもつ部材でかつ，U リブ・デッキプレート溶接部のルートき裂のようにき裂起点が視認できない場合では，変状の検知や変状傾向の分析のための点検，調査には多大な労力と時間を要する．そこで，重点的に点検，調査する箇所の抽出（以下，スクリーニング）技術の研究も進んでおり，超音波探傷法[1)]，渦電流法[2)]，赤外線サーモグラフィ法[3),4)]を応用した技術や，舗装変状に着目した方法[4)]などが提案されている．ただし，現状のスクリーニング技術は変状を効率的に検知するものが主であり，予防保全を目的として変状を予知することは難しい．**第 2 章**では，変状の検知のみならず予知も可能なスクリーニング技術の構築を目指して，疲労試験および有限要素解析により，U リブ・デッキプレート溶接部付近の参照点での応力（以下，参照応力）からルートき裂の発生や進展挙動を評価するための応力（以下，評価応力）を推定し，それにより疲労評価する方法を提案したが，実橋への応用までには至っていない．

実橋計測による疲労評価の試みはいくつか存在する[5)-11)]．それらは，車両の荷重，交通量，温度，走行位置のばらつき，路面の平坦性をパラメータとして，計測が可能な公称応力や参照応力などの指標を用いて疲労評価を行うものである．なかには，**第 2 章**の方法と同様に，有限要素解析により求められるルートの評価応力と，実際に計測できる位置の応力との関係からルートの疲労評価を試みた研究もある[10),11)]．実橋では同じ交通環境下にある同じ構造の鋼床版でもき裂の発生傾向が大きく異なる場合があり，それが製作時の溶接形状や残留応力に起因する可能性が高いが，既往研究[10),11)]ではそれらの影響までは考慮できていない．実橋の残留応力などを正確に把握することは困難であるが，溶接形状のうち溶接脚長は実測可能であり，その点を考慮することでき裂の発生傾向をより精度よくスクリーニングできる可能性がある．

そこで本研究は，2002 年の道路橋示方書[12)]以前の基準で設計された鋼床版を主な対象として，**第 2 章**で述べた U リブ・デッキプレート溶接部におけるデッキ進展型き裂とビード進展型き裂の双方に対して構築した，溶接形状の影響を考慮できる参照応力による疲労評価法を実橋に展開し，その妥当性を検証した上で，U リブ・デッキプレート溶接部のルートき裂に対するスクリーニング手法を提案することを目的とした．具体的にはまず，**第 4 章**で後述するフェーズドアレイ超音波探傷法（以下，PAUT）によりデッキ進展型き裂やビード進展型き裂の状況を詳細に把握している鋼床版のうち，き裂発生傾向の異なる 2 工区を抽出し，アスファルト舗装の剛性に影響を与える気温の異なる冬，春，夏の計 3 日間において実交通下の応力計測を実施した．次に，その計測結果と気温や交通量などの定常的に得られるデータから累積疲労損傷比を求める方法を考案し，それを用いてき裂発生有無やき裂進展方向の評価の妥当性について，実き裂の状況と比較し検証した．最後に，重点的に点検，調査する箇所を抽出するフローを提案した．

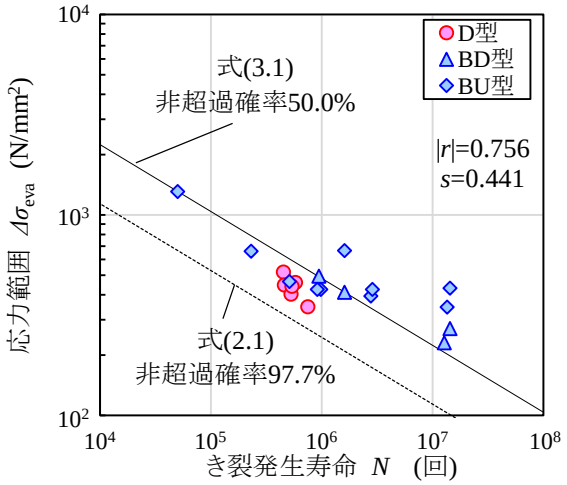


図-3.1　評価応力範囲とき裂発生寿命との関係（S-N 曲線）

3.2　参照応力による疲労強度評価法

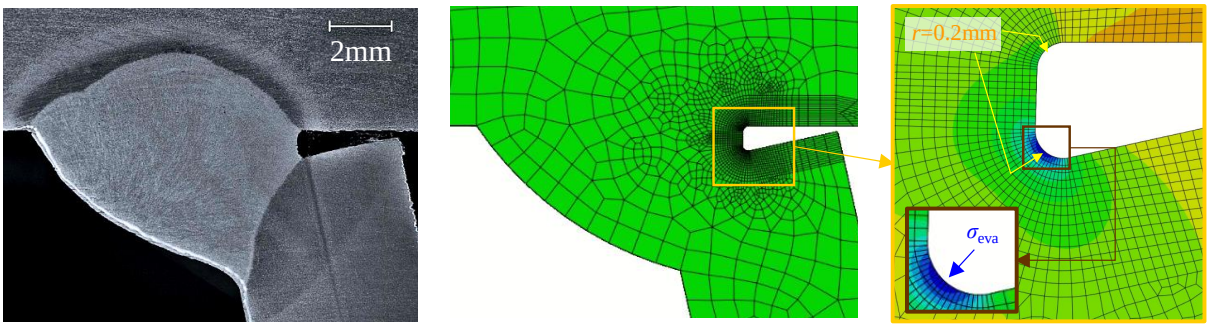
3.2.1　評価応力とき裂発生寿命との関係

第 2 章において，き裂発生点付近の参照応力から疲労評価する方法を提案した．その際に，**第 4 章**で後述する疲労試験の結果を用いて，評価応力とき裂発生寿命の関係を整理している．その疲労試験では，試験体が実橋のように U リブとデッキプレートを溶接したものではないことから拘束状態や溶接残留応力が厳密には異なると考えられるものの，実橋で確認される疲労き裂と同様にデッキ進展型き裂（D 型），デッキプレート側または U リブ側のルートから発生したビード進展型き裂（それぞれ BD 型と BU 型）の 3 種類のき裂が確認されている．また，一般には疲労寿命としてき裂発生寿命とき裂進展寿命の和が用いられるが，本研究ではき裂が小さい段階で把握し，重点的に点検，調査する箇所を抽出することを目的としていることからき裂発生寿命に着目して整理している．求めた評価応力範囲 $\Delta\sigma_{eva}$ とき裂発生寿命 N との関係を**図-3.1** および次式に示す．

$$\Delta\sigma_{eva}{}^{3}\cdot N=1.124\times10^{14} \tag{3.1}$$

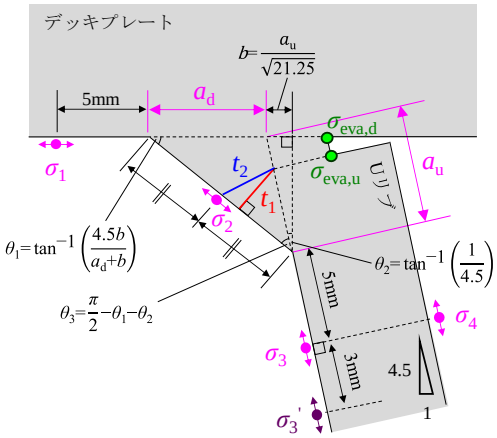
評価応力の算出にはエフェクティブノッチ応力[13)]の考え方を参考にし，**図-3.2** に示すように実際のルート形状を基にノッチをフィレット形，その曲率半径を 0.2mm として，試験体ごとに溶接形状を再現した解析モデルを用いて弾性有限要素解析により求めたノッチ部の最大応力を評価応力としている．また，き裂発生寿命はき裂深さが 1mm となるときの繰返し数であり，この式はき裂発生寿命を非超過確率 50%で評価するものである．なお，この式と式(2.1)は右辺の定数が異なるが，き裂発生寿命を評価する際の非超過確率が異なるためであり，どちらも同じ**第 4 章**で後述する疲労試験結果から求めたものである．また，式(2.1)のように安全側に評価する式を採用することも考えられるが，本検討では重点的に調査，点検する箇所を抽出するためのスクリーニング手法の提案が目的であり，過度にき裂が確認ない箇所をき裂ありとして抽出しすぎないように非超過確率 50%で評価することとした．

この評価応力によって疲労試験結果を整理すると，D, BD, BU 型による傾向の違いはみられず，



(a) 実際の溶接形状　(b) 溶接形状を再現した解析モデル　(c) 解析モデルのルート形状

図-3.2　溶接形状の解析モデル



$$t_1=\left(a_u-\frac{4}{3}\right)\sin\theta_3$$

$$t_2=\left[\left\{\frac{\sqrt{a_d^2+2b\cdot a_d+21.25b^2}}{2}-\left(a_u-\frac{4}{3}\right)\cos\theta_3\right\}^2+t_1^2\right]^{\frac{1}{2}}$$

図-3.3　参照応力や溶接脚長の定義

デッキ進展型とビード進展型の双方のき裂を 1 つの指標で評価できることを**第 2 章**で示した．

3.2.2　評価応力の推定方法の概要

第 2 章において，実橋の鋼床版モデルを用いて載荷位置，溶接溶込み量，脚長，余盛の有無といった溶接形状，タイヤ形状，アスファルト舗装の剛性をパラメトリックに変化させた全 286 ケースの弾性有限要素解析を実施している．なお，解析において溶接ビードの凹凸や余盛形状はモデル化していない．また，その解析結果から直接得られる評価応力と，**図-3.3** に示す参照応力 σ_1，σ_2，σ_3，σ_4 および溶接脚長 a_d，a_u の関係式を重回帰分析により求めている．その結果，σ_1，σ_2，σ_3，σ_4，a_d，a_u の情報のみから概ね 10%程度の誤差で評価応力を推定できることを確認している．

3.2.3　本章での評価応力の推定方法

前項に示した方法により，σ_1，σ_2，σ_3，σ_4，a_d，a_u の情報から評価応力を推定し，き裂発生寿命を評価することができる．ただし，実橋での計測を想定すると，U リブ内面にあたる σ_4 の計測には手間がかかり，直接ひずみゲージを貼付ける場合は U リブにハンドホールを設ける必要がある．これに対して，曲げひずみゲージを用いることで U リブ内面へのひずみゲージの貼付けを避ける

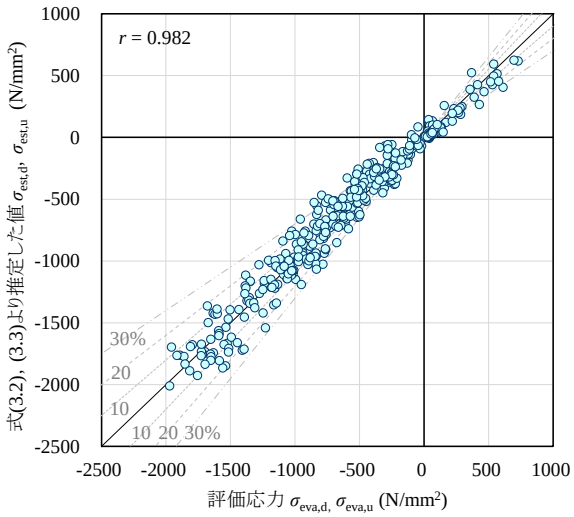


図-3.4　式(3.2)，(3.3)より推定した値と評価応力の関係

ことができる可能性がある．そこで，曲げひずみゲージを用いることを想定して，σ_3 に代わり止端から 8mm の位置のおける σ_3'でも同様の思想で整理できるかを確認した．また，事前検討の結果[14]から曲げひずみゲージによる U リブ内面の σ_4 の計測精度が低い可能性が考えられたため，σ_4 を除いた σ_1，σ_2，σ_3'，a_d，a_u より推定式を求めた．

1) U リブスパン中央断面

$$\sigma_{\mathrm{est,d}}=4.52\sigma_1-2.20\left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2\cdot\sigma_2+0.68\sigma_3' \tag{3.2a}$$

$$\sigma_{\mathrm{est,u}}=1.11\sigma_1-5.04\left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2\cdot\sigma_2+0.48\sigma_3' \tag{3.2b}$$

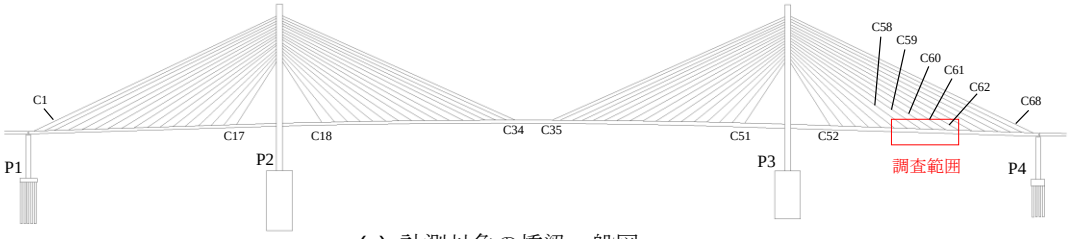
2) 横リブ断面

$$\sigma_{\mathrm{est,d}}=7.03\sigma_1-1.39\left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2\cdot\sigma_2-2.62\sigma_3' \tag{3.3a}$$

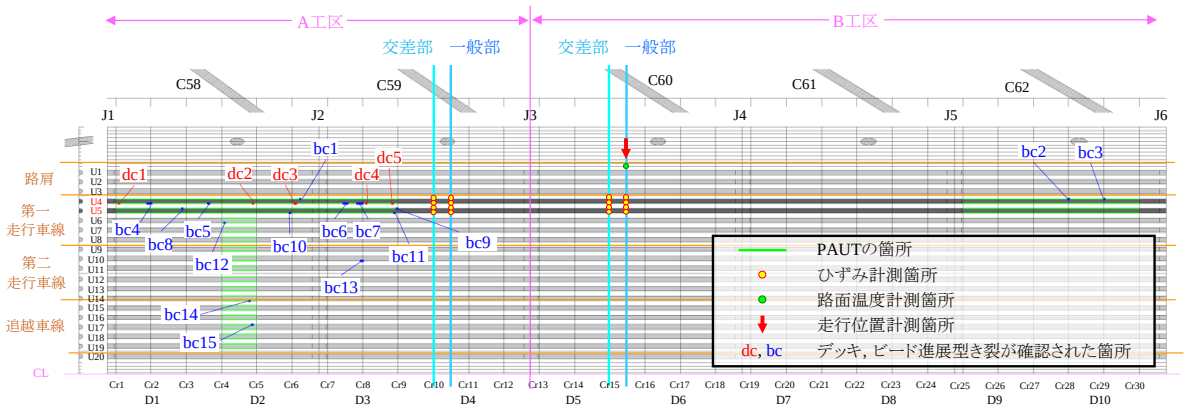
$$\sigma_{\mathrm{est,u}}=4.47\sigma_1-1.84\left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2\cdot\sigma_2+1.52\sigma_3' \tag{3.3b}$$

ここで，$\sigma_{\mathrm{est,d}}$，$\sigma_{\mathrm{est,u}}$：デッキプレート側，U リブ側の評価応力の推定値，t_1，t_2：**図-3.3** に示す溶接形状を表す寸法である．なお，本研究は 2002 年の道路橋示方書以前の基準で設計された鋼床版を主な対象としているため，横リブ断面には U リブ・デッキプレート溶接部にスカラップがあることを想定している．

上式で求められる推定値 σ_{est} と有限要素解析から直接得られる評価応力 σ_{eva} との比較を**図-3.4** に示す．図中のデータは**第 2 章**において実施した 286 ケースの弾性有限要素解析結果である．**第 2 章**の推定方法と比較すると精度は劣るものの，概ね 20%程度の誤差で評価応力を推定できることが確認できる．

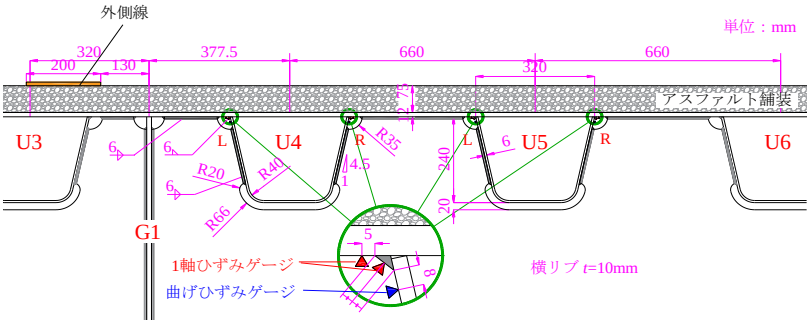


(a) 計測対象の橋梁一般図

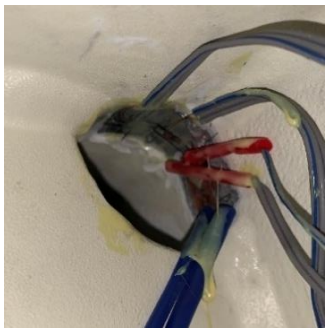


(b) 調査範囲の鋼床版の平面図

図-3.5　対象橋梁および調査箇所



(a) 計測対象の詳細図



(b) ひずみ計測の状況

図-3.6　計測断面の詳細

3.3　実橋計測の概要

3.3.1　対象橋梁の概要

対象橋梁は都市間高速道路に存在する**図-3.5(a)**に示す 3 径間の鋼斜張橋であり，橋長は 1170m で中央径間は 590m である．主桁は上下線一体の 7 室鋼床版箱桁であり，全幅 34m，高さ 3.5m である．設計基準は 1990 年の道路橋示方書である．鋼床版の主な寸法は，デッキプレート厚 12mm，U リブ厚 6mm，　U リブ中心間隔 660mm，U リブスパン（横リブ間隔）2500mm であり，U リブの断面形状，横リブのスカラップやスリット寸法，主桁と隣接 U リブとの間隔は**図-3.6(a)**に示すとおりである．また，以下では**図-3.6(a)**のように着目溶接線を U4-L，U4-R，U5-L，U5-R と呼ぶ．

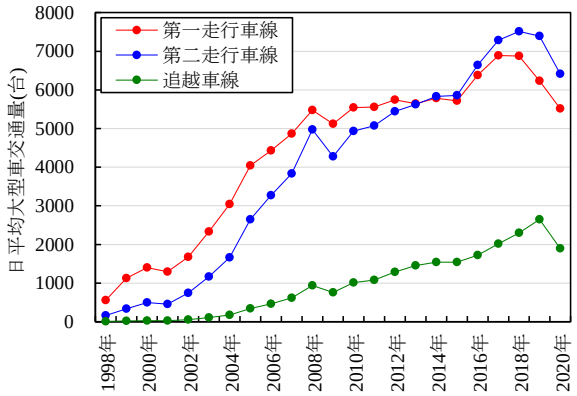


図-3.7　調査箇所の車線毎の大型車交通量の推移

なお，これらの溶接線の選定理由は後述する．

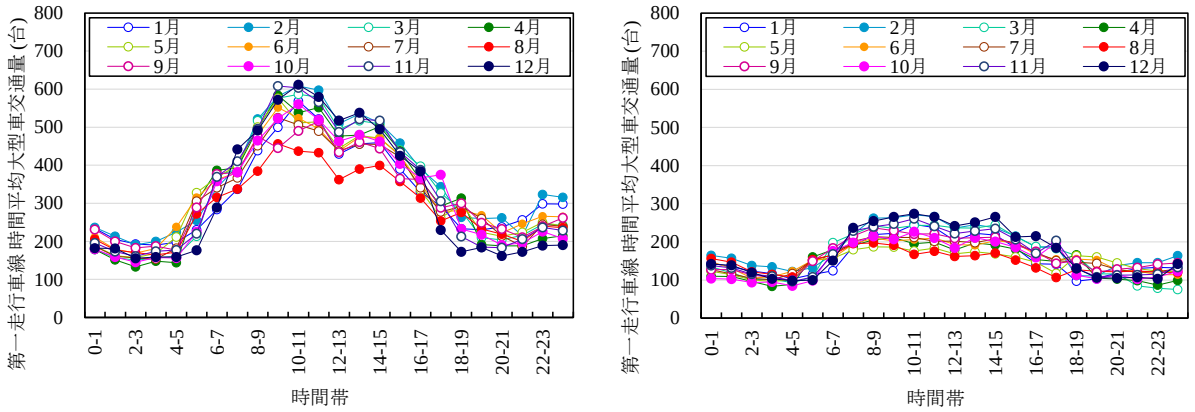
対象橋梁は 1998 年 3 月に供用を開始し，2014 年 10 月に**図-3.5(b)**に示す“bc6”のき裂が溶接ビードを貫通した状態でみつかった．**図-3.5(b)**に示すき裂は**第 4 章**で後述する検出能を有する PAUT および目視点検により確認したものである．なお，PAUT は 2017 年 11 月に**図-3.4(b)**に示す緑線箇所のうち U4-L を除く範囲を，2021 年 10 月に残った U4-L を実施している．また，横リブ交差部の PAUT は，横リブ自体やそのデッキプレートとの溶接ビードが支障となり探触子が走査できないため，横リブ板厚中心から 30mm 程度以上離れた位置の探傷においてき裂指示があったものだけをき裂として判定している．

調査箇所の車線毎の大型車交通量の推移を**図-3.7** に示す．対象橋梁は片側 3 車線であり，**図-3.5(b)**に示す車線構成である．なお，大型車とは車両長が 5.5m 以上のものであり，都市間高速道路での交通量集計においてはこの定義が用いられている．**図-3.7** より，リーマンショックや新型コロナウイルス感染症の影響がある 2009，2020 年を除き，全交通量が年々増加していることがわかる．第一走行車線の累積大型車交通量はき裂がみつかった 2014 年までで 2,323 万台，2020 年までに 3,695 万台であり，実橋調査 [4),9)]で損傷報告のある橋梁と同程度の厳しい交通環境にある．

調査箇所の交通量が最大となった 2019 年の時間平均大型車交通量を**図-3.8** に示す．月毎の交通特性は大きく変わらないが，平日と休日（土日祝）では交通特性が異なる．一方，交通量のピークはいずれも 9 時～12 時である．なお，平日や休日の曜日間の差は小さいことを確認している．

同一路線で調査箇所から約 17km 離れた箇所に直近の本線軸重計があり，そこで計測された 2019 年の総重量 100kN 以上の車両の輪荷重頻度分布を**図-3.9** に示す．タイヤ種別に関しては，前から一軸目はすべてシングルタイヤ，前から二軸目は一軸目との軸距が 2m 以内の場合に限りシングルタイヤ，それら以外はダブルタイヤとして集計した．輪荷重は 2kN ごとの離散データとして整理している．データは春，夏，秋，冬の平日と休日の各 1 日ずつ計 8 日間を抽出して分析したが，季節や平日・休日の違いが頻度分布に大きく影響しなかったため，全体平均のデータを示している．　道路法での輪荷重の最高限度 50kN を超過する輪荷重が 4.5%，道路橋示方書の F 荷重 [15)]の輪荷重 100kN を超過するものは 0.0005%であった．

対象橋梁から直線距離で約 16km 離れた名古屋地方気象台の 2019 年の月平均時間別気温を**図-3.10** に示す．気温のピークは 13 時～15 時で，最高値は 32℃である．



(a) 平日　　(b) 休日

図-3.8　第一走行車線の大型車交通量（2019 年）

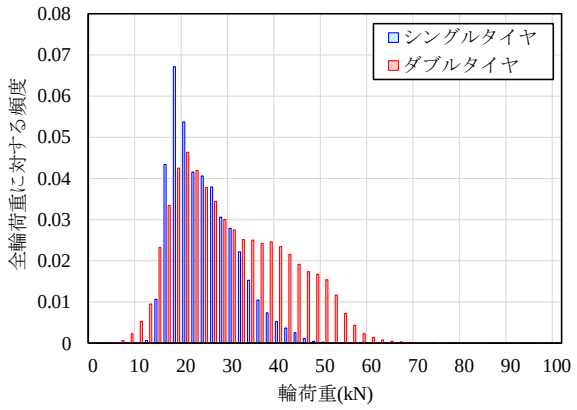


図-3.9　輪荷重頻度分布（2019 年）

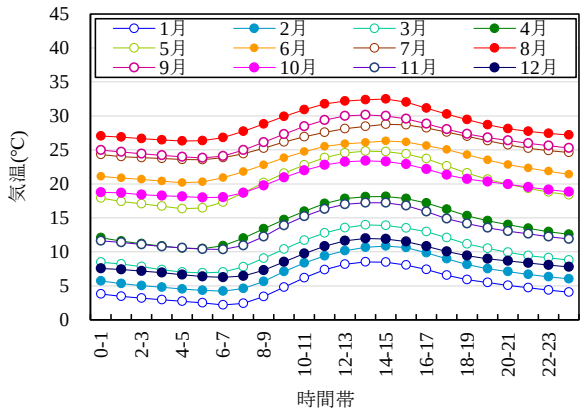


図-3.10　月平均時間別気温（2019 年）

表-3.1　調査箇所の U4，U5 のき裂の詳細

溶接線	工区	部位	き裂名	横リブからの距離		き裂長さ(a-b) (mm)	き裂深さ (mm)	調査時点
				a. 遠端(mm)	b. 近端(mm)			
U4-L	A	一般部	bc1	580	560	20	3.3	2021.10
	B	交差部	bc2	45	-31	76	6.0	
		一般部	bc3	50	30	20	4.3	
U4-R	A	交差部	bc4	270	-33	303	貫通	2017.11
		一般部	dc1	243	215	28	7.3	
			dc2	294	251	43	7.2	
			dc3	296	150	146	4.9	
			dc4	271	227	44	3.7	
			dc5	441	362	79	8.0	
			bc5	975	877	98	4.6	
			bc6	1367	1079	288	貫通	
			bc7	428	30	398	貫通	
U5-L	A	一般部	bc8	297	270	27	7.1	
			bc9	91	45	46	7.2	
U5-R	A	一般部	bc10	183	123	60	5.5	
			bc11	270	238	32	5.7	

3.3.2　調査箇所の抽出

調査箇所は，デッキ進展型き裂やビード進展型き裂の発生状況を**第 4 章**で後述する検出能を有する PAUT により詳細に把握しており，かつ別々の工場で製作された範囲（以下，工区）でき裂発生数が明確に異なる隣接する 2 工区から選定した．これらの箇所におけるアスファルト舗装の種類や設計厚は同じであり，舗装上に目立った損傷はみられていない．なお，製作年次や工場によって溶接形状が異なることが想定されるため，製作工区毎に調査対象を抽出することとした．

選定した調査箇所を**図-3.5(b)**に示す．A 工区ではデッキ進展型き裂が 5 箇所，ビード進展型き裂が 13 箇所みつかっている．B 工区ではビード進展型き裂が 2 箇所みつかっているが，隣接している A 工区に比べき裂数が明らかに少ない．A 工区のき裂は上り線の第一走行車線の左輪が通過する直下に当たる U4，U5 の U リブに多く発見されているため，計測対象の U リブは U4，U5 とした．

図-3.5(b)に示すき裂のうち，U4，U5 のき裂の詳細を**表-3.1** に示す．表中の部位については，き裂が横リブ断面を跨いで存在する場合を交差部，それ以外を一般部とした．横リブからの距離とは，該当き裂に最も近い横リブの腹板中心からの橋軸方向の距離を，負の距離は横リブを挟んで反対側を意味する．

調査断面は特性の極端に異なる横リブ断面と U リブスパン中央断面とした．本章において以降の検討では，横リブ断面を交差部の代表断面，U リブスパン中央断面を一般部の代表断面とする．対象断面は計測に先立ち実施した調査において，塗膜割れが目視で確認できず，磁気探傷試験で溶接線にき裂指示がみられず，PAUT でき裂が検知できない箇所とした．つまり，把握できる限りでデッキ，ビード進展型き裂がないことが確認できた断面を選定した．製作工区毎に選定した断面を**図-3.5(b)**に示す．調査断面は全部で 4 断面である．

3.3.3　計測の概要

参照応力を計測するため図-3.6(a)に示す位置に，図-3.6(b)のようにひずみゲージを貼付けた．1軸ひずみゲージにはゲージ長 1mm のものを，曲げひずみゲージにはゲージ長 3mm のものを用いた．図-3.6(b)のようにスカラップ内は狭隘であるが，スカラップの半径が 35mm である本研究の対象橋梁にはひずみゲージを貼付できた．ひずみゲージの計測値に対して，鋼材の弾性係数 200kN/mm^2 を乗ずることで参照応力を求めている．計測はアスファルト舗装剛性の温度依存性の影響を考慮し，冬（2021 年 3 月 11～12 日），春（2021 年 5 月 20～21 日），夏（2021 年 8 月 4～5 日）の各 24 時間連続で計 72 時間実施した．計測日は図-3.8 に示すとおり大型車交通量が多い平日とした．　計測間隔は通過車両に伴う応力のピークを計測できるように 250Hz とした．計測データは電源のノイズを除去するため 50Hz のローパスフィルタと，計測のドリフトを除去するため 0.01Hz のハイパスフィルタによりフィルタ処理している．

溶接脚長は，冬の計測に先立ち，ひずみゲージを貼付けた断面とその溶接線に沿った前後 10mm の位置において塗膜の上から印象材を用いて計測した．

他の計測項目は路面温度，走行位置，走行台数とした．路面温度は図-3.5(b)に示す B 工区の U リブスパン中央断面のアスファルト舗装表面に設置した熱電対により計測した．走行位置は，路面温度計測と同じ断面の路外に設置したレーザー距離計により走行車両のタイヤ側面までの距離を計測し，タイヤ中心までの距離に変換した上で，それと車線位置の関係から求めた．タイヤ中心までの距離への変換は，タイヤ幅を 275mm，ダブルタイヤの間隔を 50mm と仮定して行った．走行台数やタイヤ種別は路面温度計測と同じ断面の路外に設置したビデオカメラの画像により計測した．

3.4　実橋計測結果

3.4.1　溶接脚長

A，B 工区の交差部，一般部において計測したデッキプレート側の脚長 a_d と U リブ側の脚長 a_u の結果を図-3.11 に示す．製作時は一般にデッキプレートを下側にして水平姿勢で U リブをすみ肉溶接するため，a_d が a_u より長い傾向にある．A 工区と B 工区を比較すると，a_d については大きな差がみられないものの，a_u については差があり，A 工区の方が小さい．図-3.3 の t_1 は溶接溶込み量を 0%と仮定した場合の最小のど厚であるが，A 工区と B 工区の t_1 の平均値はそれぞれ 3.52mm，3.81mm と計算され，A 工区の方が 1 割程度小さい．なお，以下の検討において，溶接脚長は着目断面とその前後 10mm の計 3 つの計測値の平均をその断面での値とする．

3.4.2　走行位置のばらつき

B 工区の U リブスパン中央断面において求めた走行位置の分布を図-3.12 に示す．図中のデータは夏（2021 年 8 月 4～5 日）の計測結果であり，1 時間おきに 5 分間の結果を集計したものである．距離は外側線の車線側端部を 0mm として 10mm ごとの離散データとして整理している．また，図中には走行位置のばらつきが正規分布に従うとした場合のタイヤ種別ごとの平均と標準偏差を記載している．

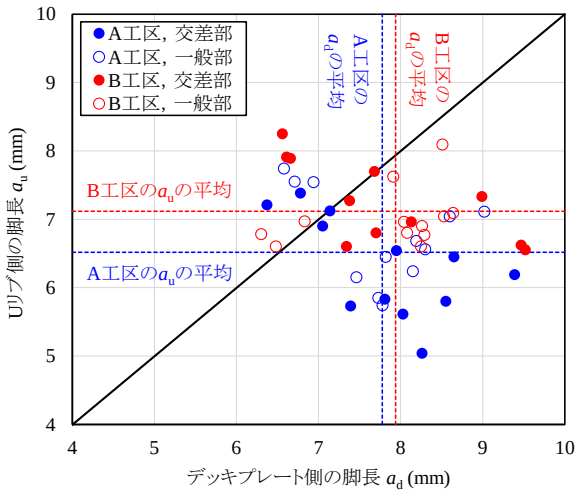


図-3.11　a_u と a_d の関係

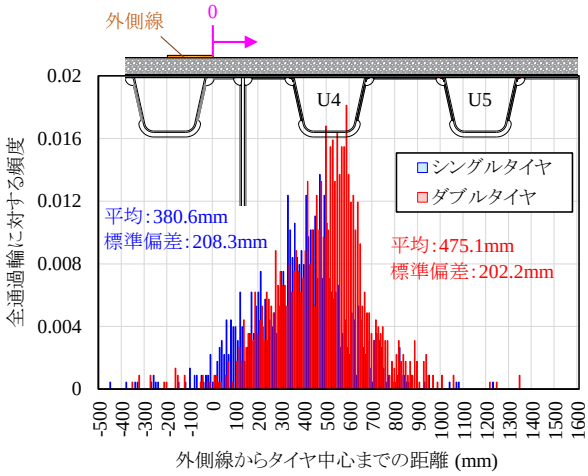


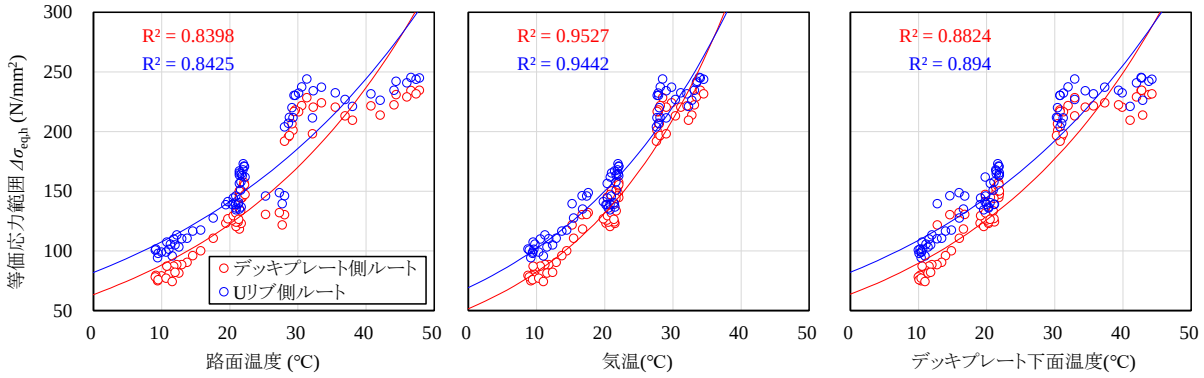
図-3.12　大型車の走行位置の分布（2021 年 8 月 4～5 日の 24 時間）

計測結果より走行位置は概ね U4 の直上であった．既往研究[6]を参考に大型車の左右のダブルタイヤ中心間隔を 1850mm とすると，車線の中央を走行したとすれば外側線から左輪のダブルタイヤ中心までの距離が 825mm となる．一方で，実際のダブルタイヤの走行位置は平均 475mm であり，350mm（すなわち U リブ 1 本分以上）外側線側に寄って走行していることとなる．

3.4.3　評価応力と温度の関係

計測結果から評価応力の波形を求め，ヒステリシスループ法[16),17)]を用いて波数を計数した．波数計数法としてはレインフロー法が多用されるが，本研究のように応力波形が漸増や漸減しない場合において，ヒステリシスループ法はレインフロー法と等価な結果を与え，かつアルゴリズムがより単純である[18)]ことから本研究ではヒステリシスループ法を用いた．

計測の結果，弾性有限要素解析による σ_3，σ_4 の比率に対して，事前検討の結果[14)]と同様に曲げ



(a) 路面温度　　(b) 気温　　(c) デッキプレート下面温度

図-3.13　等価応力範囲と温度の関係

ひずみゲージによる σ_4 の計測値が大きい傾向がみられたため，本研究では精度が十分でないと判断し，σ_4 を用いない式(3.2)，(3.3)により評価応力範囲を推定した．精度が十分でなかった原因としては，該当箇所の応力分布が複雑であることが考えられる．文献 14)の結果からも，横リブやそのスカラップの影響から応力分布がより複雑な横リブ交差部の方が一般部よりも精度が悪いことが示されている．なお，曲げひずみゲージによる σ_3'の計測精度が十分であることは事前検討 [14]で確認している．

推定された評価応力範囲のうち 5N/mm^2 未満の微小なデータは 3.5 で後述する累積疲労損傷比の計算にほとんど影響しないため，以下の検討においては無視している．

求めた評価応力範囲とその繰返し回数から 1 時間あたりの等価応力範囲を次式より算出した．

$$\Delta\sigma_{\mathrm{eq,h}}=\left\{\sum_{\mathrm{i=1}}^{\mathrm{j}}\left(\Delta\sigma_{\mathrm{eva,i}}\right)^3\frac{n_{\mathrm{i}}}{N_{\mathrm{h}}}\right\}^{\frac{1}{3}} \tag{3.4}$$

ここで，$\Delta\sigma_{\mathrm{eq,h}}$：1 時間あたりの等価応力範囲，$N_{\mathrm{h}}$：5N/mm^2 以上の評価応力範囲の 1 時間あたりの総繰返し回数，j：1 時間あたりの波数，$\Delta\sigma_{\mathrm{eva,i}}$，$n_{\mathrm{i}}$：それぞれ i 番目の波形の評価応力範囲とその繰返し回数である．

算出結果をもとに，1 時間あたりの等価応力範囲と温度の関係を整理した．温度には路面温度，対象橋梁から直線距離で約 16km 離れた名古屋地方気象台の気温データ，既往研究 [7]を参考に気温から推定したデッキプレート下面の温度の 3 つを用いた．その結果の一例として，等価応力範囲の比較的大きい B 工区交差部の U4-R における 1 時間あたりの等価応力範囲と温度との関係を**図-3.13** に示す．図中の実線は，アスファルト舗装の剛性と温度との関係はネイピア数 e を底とする指数関数に従うことが知られており [19]，それに従うと仮定して求めた回帰曲線である．なお，R^2 は決定係数である．図より，等価応力範囲と最も相関が高いのは気温であることがわかる．B 工区交差部の U4-R 以外の計測箇所も気温との相関が他より高かったため，等価応力範囲と気温の関係を次式で表すこととする．

$$\Delta\sigma_{\mathrm{eq}}=\Delta\sigma_{\mathrm{eq,T0}}\cdot e^{C_0\cdot T} \tag{3.5}$$

ここで，$\Delta\sigma_{eq,T0}$：気温 T=0℃のときの等価応力範囲，C_0：計測箇所ごと 1 時間あたりの計測データから最小二乗法により決定される定数，T：気温である．

なお，一般にアスファルト舗装の剛性はひずみ速度にも依存するため，評価応力は車両の走行速度の影響も受けると考えられるが，対象橋梁が都市間高速道路に位置し走行速度が高速かつ比較的一定であること，文献 20)，21)よりアスファルト舗装の弾性係数はひずみ速度より温度変化の影響を強く受けると考えられることを踏まえ，ここでは走行速度の影響は考慮していない．計測箇所が信号機近傍や渋滞多発箇所であれば，走行速度の影響を別途検討する必要があると思われる．

3.4.4　繰返し回数と交通量の関係

繰返し回数と交通量は相関があると考えられるため，1 時間あたりの繰返し回数と交通量の関係を整理した．定常的に得られる交通量データは大型車，小型車，全車交通量の 3 つであるため，これらと繰返し回数との相関を求めた．その結果，相関係数は大型車の場合で r=0.835，小型車の場合で r=0.609，全車の場合で r=0.797 となり，大型車交通量が繰返し回数と最も高い相関を示した．よって，以下では繰返し回数と大型車交通量が比例関係にあるとする．

3.5　累積疲労損傷比の推定方法の提案とその検証

3.5.1　累積疲労損傷比の推定方法

参照応力と溶接脚長を計測することによりルートの評価応力を推定できること，さらに，評価応力の等価応力範囲は気温と，その繰返し回数は大型車交通量とそれぞれ相関があることを前節までに述べた．それらをもとに累積疲労損傷比を以下のように推定する．

まず，1 時間あたりの $\Delta\sigma_{eq,h}{}^3 \cdot N_h$ を，式(3.4)を変形した次式により算出する．

$$\Delta\sigma_{eq,h}{}^3 \cdot N_h = \sum_{i=1}^{j} \Delta\sigma_{eva,i}{}^3 \cdot n_i \tag{3.6}$$

次に，等価応力範囲と気温の関係（式(3.5)）と，繰返し回数と大型車交通量が比例関係にあることから，次式の関係が成り立つと考える．

$$\Delta\sigma_{eq}{}^3 \cdot N = C_1 \cdot \Delta\sigma_{eq,T0}{}^3 \cdot Q \cdot e^{C_2 \cdot T} \tag{3.7}$$

ここで，C_1，C_2：計測箇所ごと 1 時間あたりの計測データから最小二乗法により決定される定数，Q：大型車交通量である．なお，本研究において 72 時間分の計測データより求めた $\Delta\sigma_{eq,T0}$，C_1，C_2 の値を**表-3.2** に示す．

気温と大型車交通量から式(3.7)により推定される $\Delta\sigma_{eq}{}^3 \cdot N$ の精度を確認するため，式(3.6)より得られる全計測箇所の 72 時間分の $\Delta\sigma_{eq}{}^3 \cdot N$ と，式(3.7)より 1 時間毎の気温と大型車交通量を代入して得た 72 時間分の $\Delta\sigma_{eq}{}^3 \cdot N$ を比較した．その結果を**図-3.14** に示す．図中の n はデータ数，r は相関係数である．$\Delta\sigma_{eq}{}^3 \cdot N$ が小さい場合は 30%程度の誤差があるが，1×10^{10} 以上であれば 30%以下の誤差で推定できる．また，デッキプレート側や U リブ側のルート，交差部や一般部，A や B

表-3.2　$\Delta\sigma_{eq,T0}$，C_1，C_2 の値

		デッキプレート側ルート				Uリブ側ルート			
		交差部		一般部		交差部		一般部	
		A工区	B工区	A工区	B工区	A工区	B工区	A工区	B工区
$\Delta\sigma_{eq,T0}$	U4-L	78.0	57.3	112.1	27.5	82.6	78.1	97.7	9.4
	U4-R	35.7	63.3	146.2	51.1	30.0	81.8	54.6	44.8
	U5-L	97.2	61.3	113.5	42.3	80.8	71.6	42.5	23.5
	U5-R	74.4	39.9	45.0	39.5	72.5	34.8	35.7	11.8
C_1	U4-L	1.30	2.93	5.42	0.69	1.23	1.96	4.26	18.86
	U4-R	1.84	3.55	5.61	2.01	2.09	2.36	5.34	1.85
	U5-L	2.74	2.35	3.97	2.78	2.50	2.66	3.10	1.61
	U5-R	2.25	2.34	1.77	1.70	2.15	2.40	1.98	3.49
C_2	U4-L	0.163	0.146	0.016	0.189	0.151	0.129	0.005	0.000
	U4-R	0.190	0.137	0.000	0.141	0.166	0.127	0.025	0.115
	U5-L	0.026	0.071	0.003	0.077	0.020	0.050	0.008	0.084
	U5-R	0.040	0.075	0.038	0.021	0.037	0.069	0.008	0.000

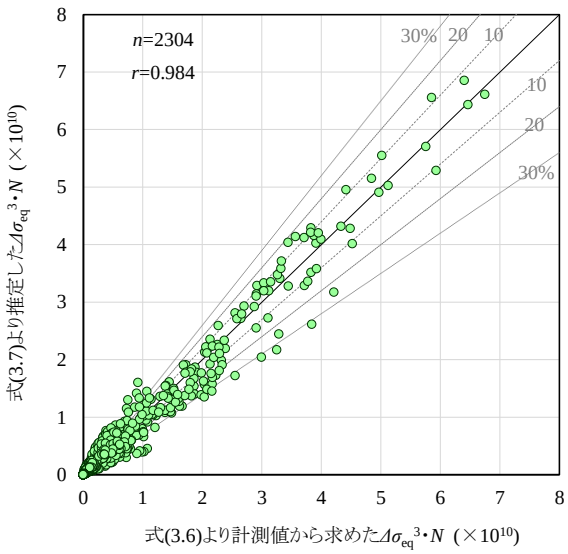


図-3.14　推定値と計測値の関係

工区の違いといった部位による精度の違いについて分析したところ，大きな差はなかった．よって，以下では式(3.7)により $\Delta\sigma_{eq}^3 \cdot N$ を求めることとする．

最後に，累積疲労損傷比を計算する．き裂発生寿命を非超過確率 50%で評価する式(3.1)と式(3.7)を用いて，次式で累積疲労損傷比 D を求めることとした．ここで，D=1 は深さ 1mm のき裂が 50%の確率で発生することを意味する．

$$D=\frac{C_1 \cdot \Delta\sigma_{eq,T0}{}^3 \cdot Q \cdot e^{C_2 \cdot T}}{1.124\times10^{14}} \tag{3.8}$$

3.5.2　累積疲労損傷比

対象橋梁でき裂が初めて確認されたのが 2014 年 10 月であるため，ここでは供用開始から 2014

表-3.3　供用開始から 2014.9 までの累積疲労損傷比

溶接線	交差部		一般部	
	A工区	B工区	A工区	B工区
U4-L	3.64	2.34	1.61	0.16
U4-R	0.99	3.12	2.80	0.90
U5-L	0.64	0.40	0.95	0.16
U5-R	0.32	0.11	0.05	0.02

年 9 月までの累積疲労損傷比を算出した．算出は以下の仮定のもとで行った．

1) $\Delta\sigma_{eq,T0}$，C_1，C_2 の値は**表-3.2** に示す値とする．
2) 気温の変化はどの年も**図-3.10** に示す 2019 年の月別時間平均気温と同じとする．
3) 大型車交通量はどの年も**図-3.8** に示す 2019 年の月別時間平均大型車交通量の割合に従うものとする．また，各年の交通量は**図-3.7** に示す第一走行車線の交通量に比例して推移するものとする．

その結果を**表-3.3** に示す．評価応力がデッキプレート側，U リブ側のルートそれぞれに対して求められるので，累積疲労損傷比はデッキプレート側 D_d と U リブ側 D_u のそれぞれが計算されるが，どちらか大きい方の値がき裂発生に関係すると考えられるため，表中には大きい方の値 $D=\max\{D_d, D_u\}$を記載している．全体的な傾向としては，U4-R の交差部以外は B 工区よりも A 工区の方の累積疲労損傷比が大きい．このことは，実橋において，B 工区より A 工区でき裂が多くみつかっていることと一致する．なお，U4-R の交差部のみ B 工区よりも A 工区の方の累積疲労損傷比が小さかった理由は後述する．A 工区一般部の U4-R はき裂が 2014 年 10 月に初めて確認された箇所と同じ条件下にあると考えられるが，そのデッキプレート側ルートの累積疲労損傷比は D=2.80 であった．この累積疲労損傷比はき裂深さが概ね 1mm のときの繰返し回数，すなわちき裂発生寿命を D=1 として与えたものである一方で，2014 年 10 月に確認されたき裂はビードを貫通した状態，つまりき裂が 1mm よりも多く進展した状態でみつかっている．このことから，き裂進展に要する繰返し回数を考えると，累積疲労損傷比が 1 より上回った上記の値はそれ相応の値といえる．なお，本研究ではき裂発生寿命で整理した式(3.1)の関係に基づき累積疲労損傷比を求めているため，き裂進展寿命を評価できるかどうかは不明である．

U4-R の交差部のみ B 工区よりも A 工区の方の累積疲労損傷比が小さかった原因を究明するため，すべての計測が終わったのちに磁気探傷試験を実施した．その結果，**図-3.15** に示すようにビード表面まで進展したき裂が発見された．計測開始前にはビード内に留まっていたき裂が約半年間の間にビードを貫通したものと思われる．なお，き裂貫通時期を推定するため，き裂近傍の σ_2 の冬，春，夏の計測結果を比較したが，明確な差はみられなかった．このき裂の影響により，参照応力が小さく，結果として累積疲労損傷比も小さく計算されたと推測される．なお，本研究では目視や磁気探傷試験，PAUT によりき裂が検知されなかった断面，つまり把握できる限りでデッキ，ビード進展型き裂がない断面を計測断面としたが，このように横リブ断面においては内在き裂を発見することができなかった．今後の課題として，計測断面の選定に際し，横リブ交差部での探傷方法の確立が必要である．

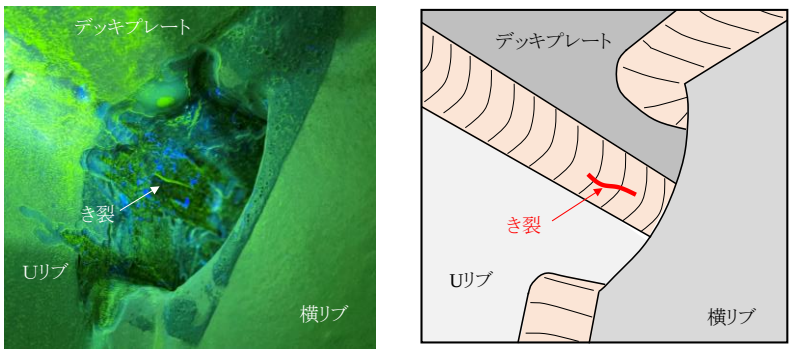


図-3.15　A 工区交差部の U4-R で確認したき裂

表-3.4　供用開始から 2017.10 までの累積疲労損傷比とき裂数との関係

溶接線	交差部						一般部					
	A工区			B工区			A工区			B工区		
	累積疲労損傷比D	き裂数	判定	累積疲労損傷比D	き裂数	判定	累積疲労損傷比D	き裂数	判定	累積疲労損傷比D	き裂数	判定
U4-L	4.93	—	空振り	3.17	1	○	2.19	1	○	0.22	1	見逃し
U4-R	1.35	2	○	4.23	—	空振り	3.80	8	○	1.21	—	空振り
U5-L	0.87	—	○	0.54	—	○	1.29	2	○	0.21	—	○
U5-R	0.43	—	○	0.14	—	○	0.07	2	見逃し	0.03	—	○

(注1)　赤字はき裂の影響で値が過小であると考えられるもの

3.5.3　実橋のき裂状況との比較

累積疲労損傷比によるき裂有無の推定結果と実橋のき裂状況を比較する．対象橋梁ではじめて PAUT を実施したのが 2017 年 11 月であるため，ここでは供用開始から 2017 年 10 月までの累積疲労損傷比を算出した．その結果を**表-3.4** に示す．表中には，**表-3.1** に示すき裂に**図-3.15** のき裂を含めた数や，判定結果を合わせて示している．ここで，判定とは累積疲労損傷比が $D \geqq 1$ でき裂あり，それ以外でき裂なしとした場合に実際のき裂状況と整合しているかを示している．「○」はき裂有無と累積疲労損傷比の値が整合した場合，「空振り」はき裂が確認されていない箇所でき裂あり（$D \geqq 1$）と判定した場合，「見逃し」はき裂が確認された箇所でき裂なし（$D < 1$）と判定した場合を意味する．

表-3.4 より，溶接線，工区，部位が異なる 16 箇所のうち 11 箇所の判定が「○」であった．き裂に対しては全 17 き裂のうち，14 き裂において判定が整合していた．交差部において累積疲労損傷度が大きい箇所に「空振り」が存在するが，PAUT では横リブ断面においては内在き裂を発見することができないことを踏まえると，交差部に対する PAUT の精度向上により「空振り」の確率も下がる可能性がある．調査箇所のスクリーニングを考えると，「見逃し」は必ず避けたいところであるが，2 箇所（3 き裂）で見逃しが発生した．見逃されたき裂は bc3，bc 10，bc 11 であるが，**表-3.1** よりそれらのき裂は重要度の高いデッキ進展型き裂ではなくビード進展型き裂であった上に，き裂寸法も他のビード進展型き裂より小さい傾向であった．特に，B 工区の U4-L から発生した bc3 については一般部からのき裂として分類しているが，横リブからの距離が近く交差部

から発生している可能性もあり，そうであれば正しく判定できていることになる．見逃しを無くすため，しきい値となる累積疲労損傷比を検討することも考えられるが，しきい値変更に伴い空振りの発生確率が上がることや，重要度の高いデッキ進展型き裂の見逃しがなかったこと，および見逃されたビード進展型き裂も比較的優先度が低い状態であったことを考慮すると，しきい値は変更せずに D=1 でき裂有無を判定することとする．なお，ビード進展型き裂であれば，仮にき裂がビードを貫通してしまった場合も**第 6 章**で後述する対策が適用可能であると考えられる．

以上より，走行車両の安全な通行を確保するため重点的に点検，調査する箇所を抽出するといった本研究の目的に対して，き裂発生箇所や発生時期の目安を得る観点からみると，

1) 全 17 き裂のうち，14 き裂において判定が整合していたこと
2) 見逃された 3 き裂は重要度の高いデッキ進展型き裂ではなくビード進展型き裂であり，そのき裂寸法も小さかったこと

から，本評価法は概ね妥当と考えられる．

3.6　スクリーニング手法の提案

3.6.1　き裂進展方向の判別方法

第 2 章において，デッキプレート側の評価応力の推定値 $\sigma_{eva,d}$ と U リブ側の評価応力の推定値 $\sigma_{eva,u}$ の大小関係からき裂進展方向を判別する基準を提案している．具体的には，以下の方法に従いき裂を判別する．

1) $|\sigma_{eva,d}| \geqq 1.64|\sigma_{eva,u}|$の場合：デッキ進展型き裂(D)
2) $|\sigma_{eva,d}| < |\sigma_{eva,u}|$の場合：ビード進展型き裂(B)
3) 上記以外の場合：どちらも生じる可能性がある(D/B)

$|\sigma_{eva,d}|$，$|\sigma_{eva,u}|$は時間に伴い変動するため，供用開始から対象橋梁ではじめて PAUT を実施した 2017 年 10 月までのデッキプレート側と U リブ側それぞれの累積疲労損傷比 D_d, D_u の大小関係からき裂進展方向を判別することとした．ここで，**第 2 章**での判定方法は応力に基づいている．同一溶接線で同一断面のデッキプレート側と U リブ側ルートの繰返し回数は等しいと考えられるため，先行研究の判定基準を 3 乗することで以下のように累積疲労損傷比に基づく判定基準に変換できる．

1) $D_d \geqq (1.64)^3 D_u = 4.41 D_u$ の場合：デッキ進展型き裂(D)
2) $D_d < D_u$ の場合：ビード進展型き裂(B)
3) 上記以外の場合：どちらも生じる可能性がある(D/B)

この判別方法の妥当性を，実測結果を基に検証した．

その結果を**表-3.5** に示す．本研究で対象とした調査範囲において全 17 き裂のうち，11 き裂においてき裂進展方向を正しく判別した．唯一デッキ進展型き裂が確認された A 工区一般部の U4-R については，デッキ進展型き裂と判別した．

以上より，走行車両の安全な通行を確保するため重点的に点検，調査する箇所を抽出するといった本研究の目的に対して，重要度の高いデッキ進展型き裂は正しく判別したことから，本評価法は概ね妥当と考えられる．一方で，デッキ進展型き裂のデータが少ないことからデータ蓄積に

表-3.5　き裂進展方向の判別方法の検証結果

溶接線	工区	部位	a. き裂タイプ（き裂数）		b. 第2章をもとにした判定方法 累積疲労損傷比D		D_d／D_u	判定	a.とb.の整合
U4-L	B	交差部	ビード進展型	(1)	D_d	2.90	0.92	B	○
					D_u	3.17			
	A	一般部	ビード進展型	(1)	D_d	2.19	2.34	D/B	○
					D_u	0.94			
	B		ビード進展型	(1)	D_d	0.22	66.39	D	×
					D_u	0.00			
U4-R	A	交差部	ビード進展型	(2)	D_d	1.35	2.77	D/B	○
					D_u	0.49			
		一般部	デッキ進展型 ビード進展型	(5) (3)	D_d	3.80	12.72	D	△
					D_u	0.30			
U5-L	A	一般部	ビード進展型	(2)	D_d	1.29	21.63	D	×
					D_u	0.06			
U5-R	A	一般部	ビード進展型	(2)	D_d	0.07	3.20	D/B	○
					D_u	0.02			

(注1)「a.とb.の整合」の凡例…「○」が全て整合，「△」一部整合，「×」全て不整合
(注2) 赤字の数字はき裂の影響で値が過小であると考えられるもの

よりその評価精度を適宜確認していく必要があると考えられる．また，D_d/D_u の大きい箇所でビード進展型き裂を誤判定している箇所もみられた．原因は不明であるが，本研究では溶接溶込み量を直接考慮していない点が影響している可能性がある．この点も今後の課題である．

3.6.2　提案するスクリーニング手法

これまでの検討を踏まえ，**図-3.16** に示す U リブ・デッキプレート溶接部のルートき裂に対するスクリーニングフローを提案する．製作年次や製作工場ごとの調査対象断面を一般部，交差部のそれぞれ任意に最低 1 断面抽出し，参照応力 σ_1，σ_2，σ_3'および溶接脚長 a_d，a_u の計測結果と，定常的に得られる気温 T や大型車交通量 Q の評価したい期間に対応したデータから，重点的な点検，調査を実施すべき箇所や，その優先度をスクリーニングするものである．

3.7　まとめ

本研究は，U リブ・デッキプレート溶接部におけるデッキ進展型き裂とビード進展型き裂の双方に対して構築した，溶接形状の影響を考慮できる参照応力による疲労評価法を実橋に展開し，その妥当性を検証した上で，ルートき裂に対するスクリーニング手法を提案したものである．得られた主な結果を以下に示す．

(1)　参照応力から評価応力を推定する**第 2 章**の方法を実橋へ適用した．実橋へ適用できるよう修正した本研究の推定方法においても誤差が概ね 20%以内であることを確認した．

(2)　き裂発生数が明確に異なる 2 つの工区に対して参照応力と溶接脚長の計測を行い，評価応力を推定した．また，この評価応力から算出される等価応力範囲と温度の関係を定式化した．

(3)　実橋計測結果と定常的に得られるデータから算出された累積疲労損傷比によるき裂発生時期，発生箇所および進展方向の評価について，その妥当性を実橋に生じたき裂と比較することで示した．

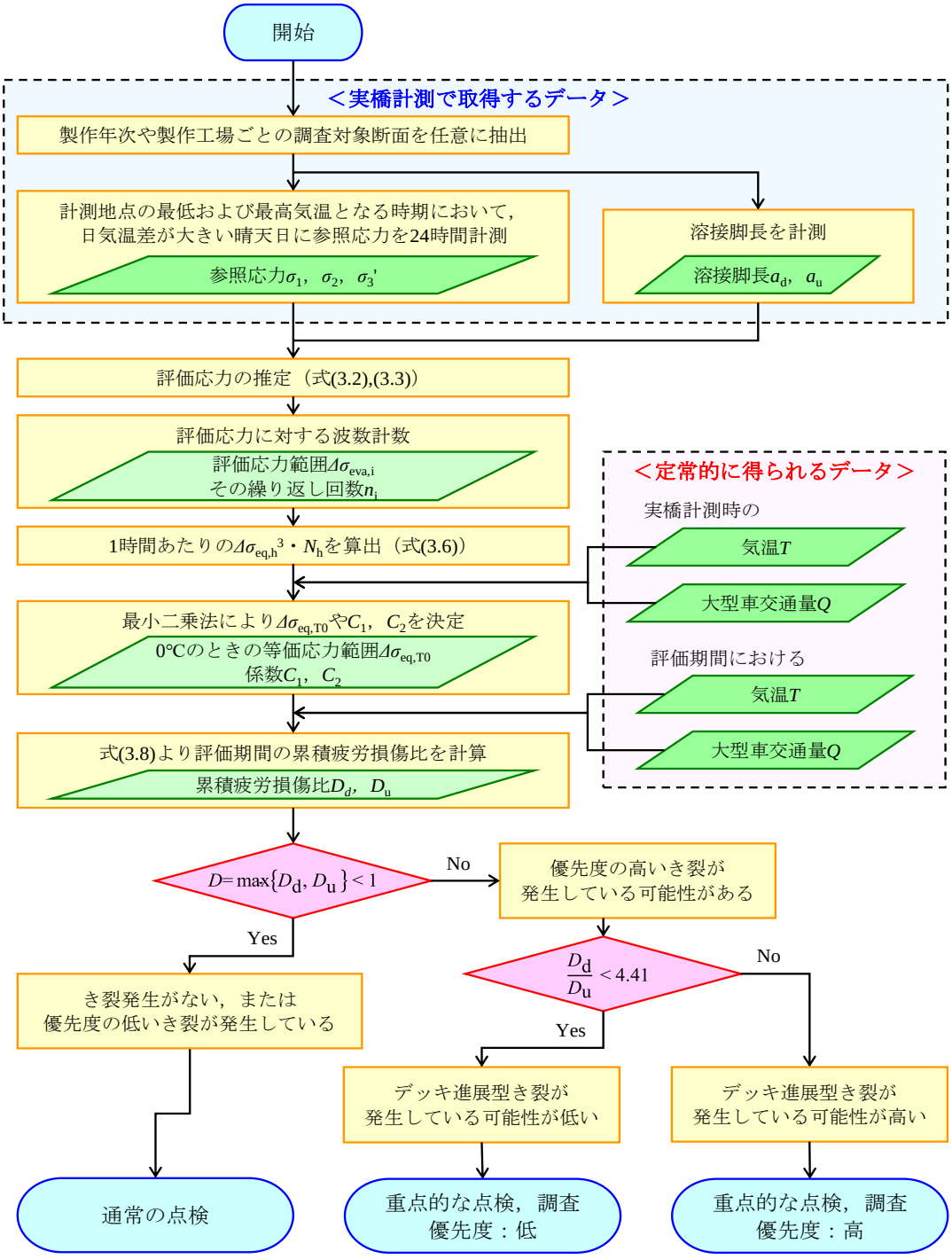


図-3.16　U リブ・デッキプレート溶接部のルートき裂に対するスクリーニングフロー

(4)　参照応力と溶接脚長の実橋計測結果，および気温や大型車交通量といった定常的に得られるデータから重点的に点検，調査する箇所を抽出するスクリーニングフローを提案した．

この方法の信頼性確保のため，実橋の計測データの蓄積とともに，U リブウェブ内面の参照応力や溶接溶込み量の推定精度の向上が必要であると考える．また，スクリーニングのための計測断面の選定や，スクリーニング後の調査技術として横リブ交差部での探傷方法の確立も必要であ

ると考える．これらは今後の課題である．

参考文献

1) 村野益巳，木ノ本剛，齊藤豪：鋼床版デッキプレート方向き裂の半自動超音波探傷方法，土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集，VI-071, pp. 141-142, 2008.
2) 塚本成昭，勝島龍郎，杉岡弘一，岡本亮二，白石彰：渦流探傷技術を用いた鋼床版デッキ貫通き裂検査装置の精度検証，土木学会第 70 回年次学術講演会講演概要集，I-387, pp. 773-774, 2015.
3) 溝上善昭，奥村淳弘，大藤時秀，和泉遊以，阪上隆英：赤外線サーモグラフィを用いた温度ギャップ法によるUリブ鋼床版のビード貫通亀裂の自動検出と装置開発，構造工学論文集，Vol. 64A, pp. 573-582, 2018.
4) 国土交通省国土技術政策総合研究所，日本橋梁建設協会：鋼部材の耐久性向上策に関する共同研究―実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討―, 国土技術政策総合研究所資料, No.471，2008.
5) 岩崎雅紀，永田考，西川武宏，小塩達也，山田健太郎：アスファルト舗装が鋼床版の疲労に及ぼす影響，土木学会論文集，No.563/I-39，pp.161-171，1997.
6) 高田佳彦，木代穣，中島隆，薄井王尚：BWIM を応用した実働荷重と走行位置が鋼床版の疲労損傷に与える影響検討，構造工学論文集，Vol.55A，pp.1456-1467，2009.
7) 井口進，石井博典，石垣勉，前野裕文，鷲見孝典，山田健太郎：舗装性状を考慮した鋼床版デッキプレートと U リブ溶接部の疲労耐久性の評価，土木学会論文集 A，Vol.66，No.1，pp.79-91，2010.
8) 渡邉英，内藤雅喜，山田健之：矢作川大橋におけるデッキプレート進展き裂に対する検討，鋼構造年次論文報告集，第 19 巻，pp.337-344，2011.
9) 平山繁幸，村野益巳，村越潤，窪田光作，高橋晃浩，入江健夫：既設鋼床版橋梁におけるデッキ貫通型き裂の進展に関する検討，構造工学論文集，Vol. 64A, pp.560-572, 2018.
10) Cui, C., Xu, Y., Zhang, Q. and Wang, F.: Vehicle-induced fatigue damage prognosis of orthotropic steel decks of cable-stayed bridges, *Engineering Structures*, Vol.212, 110509, 2020.
11) Wang, Q., Ji, B., Gao, T. and Fu, Z.: Effective-notch-stress-based fatigue evaluation of rib-deck welds integrating the full-range S-N curve concept, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.179, 106541, 2021.
12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋編，2002.
13) Fricke, W.: Guideline for the fatigue assessment by notch stress analysis for welded structure, *IIW documentation*, XIII-2240rl-08, 2009.
14) 田中俊介，服部雅史，後藤俊吾，立松秀之：鋼床版 U リブ溶接線近傍の板曲げ応力の片面からの計測精度の検証，土木学会第 76 回年次学術講演会概要集，I-327，2021.
15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋・鋼部材編，2017.
16) 薄一平，岡村弘之：定常ランダム荷重下の疲労き裂進展（第 1 報，試験システムおよび S45C の実験結果），日本機械学会論文集（第 1 部），44 巻，386 号，pp.3322-3332，1978.

17) 岡村弘之，板垣浩：強度の統計的取扱い―構造強度信頼性工学，培風館，1979.
18) 城野政弘，宋智浩：疲労き裂―き裂開閉口と進展速度推定法，大阪大学出版会，2005.
19) 森直樹，森清，山本幹泰，秋山洋，小泉幹男：鋼床版舗装の力学的性状の実験的研究，土木学会第 51 回年次学術講演会概要集，I-A503，pp.1006-1007，1996.
20) 笠原篤，岡川秀幸，菅原照雄：アスファルト混合物の動的性状とその舗装構造の力学的解析への利用，土木学会論文報告集，第 254 号，pp.107-117，1976.
21) 中西弘光：鋼床版舗装への砕石マスチック混合物の適用について，舗装，33-8，pp.4-11，1998.

第 4 章　ルートき裂の調査に対する超音波探傷の適用性に関する検討

4.1　はじめに

デッキ進展型き裂の対策として，ストップホールや溶接補修などのき裂処理を施した上で，鋼繊維補強コンクリート（以下，SFRC）敷設により補強する方法が提案されている[1), 2)]．本研究においても，**第 5 章**で後述するように超高性能繊維補強セメント系複合材料（以下，UHPFRC）敷設により補強する方法を検討している．このとき，き裂寸法が十分小さい状態であれば，き裂処理を省略しても舗装改良のみでき裂の進展を抑えることができる可能性が示されている[3),4)]．また，ビード進展型き裂に対しても，対策範囲の縮小，対策まで時間的余裕の確保，き裂進展に伴いデッキプレートや U リブ母材に進展するき裂の防止，U リブ内の防食環境の維持といった点からき裂寸法が十分小さい状態で発見できることが望ましい．つまり，き裂を初期段階で検出することにより，より合理的で経済的な維持管理が可能となる．

そこで本研究は，鋼床版の U リブ・デッキプレート溶接部を対象として，デッキ進展型き裂とビード進展型き裂をできるだけ小さい段階から検出できる調査方法を確立し，その検出性能や測定精度を確認することを目的としている．具体的には，電動走行用治具を取り付けたフェーズドアレイ超音波探傷装置による探傷試験を行った．本装置の詳細は後述するが，デッキプレート下面からデッキ進展型およびビード進展型の疲労き裂を同時に探傷することが可能である．試験体には，疲労試験により様々な寸法のデッキ進展型き裂，またはビード進展型き裂を導入した溶接継手を用い，実際の疲労き裂に対する測定精度を明らかにするとともに，塗膜の有無が測定精度に与える影響についても考察した．また，本装置での探傷が困難な横リブ交差部に対する探傷方法の検討を実施した．

4.2　既往のルートき裂に対する調査方法の整理

鋼床版の U リブ・デッキプレート溶接部の内在き裂を対象とした調査方法はこれまでいくつか提案されている．ここではそれらの特徴について整理する．

超音波探傷法によりデッキ進展型き裂を検出するものとしては，屈折角が 90 度に近い一探触子を用いた横波臨界屈折角探傷法により検出するもの[5)]，集束型 70 度斜角探触子をホルダに固定し，U リブに沿ってデッキプレート上をスライドさせる半自動超音波探傷装置により検出するもの[6)]，フェーズドアレイ超音波探傷試験（以下，PAUT）により検出するもの[7), 8)]が提案されている．これらの手法はデッキプレート下面から調査するものであり，本研究の目的であるき裂をできるだけ小さい段階から検出できる調査方法の確立を考えて，検出能力に着目すると，デッキ進展型き裂に対しては PAUT が最も検出性が高い調査技術である．また，ビード進展型き裂に対しても PAUT の適用が検討されており，き裂深さ 2.5mm 程度の検知が可能であるといわれている[9)]．

PAUT を用いた文献 8) , 9)の探傷システムではデッキ進展型き裂とビード進展型き裂を同時に探傷可能であると述べられているが，ここで用いられているフルマトリクスキャプチャと開口合成を組み合わせた方法では，画像の再構成に 1 断面あたり約 2.5 分を要するといわれており[8)]，実用化に向けては処理速度の向上も必要であると考えられる．デッキ進展型き裂とビード進展型き

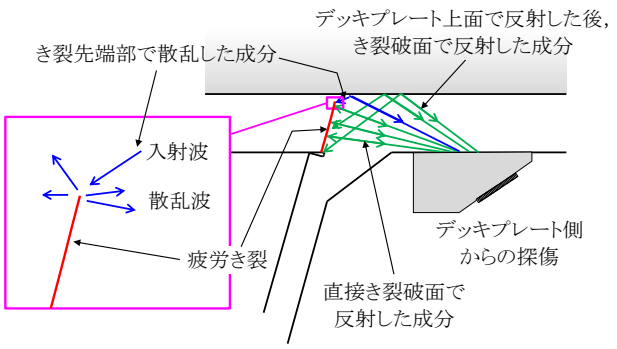


図-4.1　デッキ進展型き裂に対しての探傷の原理

裂を同時に探傷する PAUT を用いた方法としては，従来のステアリング方式を用いた探傷システム[10]も提案されている．文献 10)では，放電加工によりスリットを導入した試験片を用いて PAUT による探傷を行い，デッキプレート側，溶接ビード側のいずれの人工スリットも深さ 1mm まで検出できることが示されている．また，供用下にある鋼床版箱桁を有する橋梁において，疲労き裂が実際に確認された部位に対する探傷試験も実施されており，実橋において 12.7m/h の調査作業が可能であったこと[11]，き裂長さは実用的な精度で評価できることが示されている．その一方で，デッキ進展型およびビード進展型のどちらに対しても，人工スリットを用いた精度検証が主であり，疲労き裂の深さに対する検出限界を明示するまでには至っていない．

上記の超音波探傷法以外の方法には，路面から渦電流探傷技術を用いた方法[12]や，鋼床版下面から赤外線サーモグラフィを用いた温度ギャップ検知によるもの[13]，自己相関ロックイン赤外線サーモグラフィを用いた方法[14]が提案されている．これらは，主としてき裂を検出することを目的としており，き裂深さの測定には不向きであると考えられる．

以上を踏まえ，き裂寸法が小さい段階から検出できる可能性を有していること，デッキ進展型とビード進展型の両方の疲労き裂を同時に探傷できること，実用的な探傷速度であることから，本研究では PAUT による文献 10)の方法を用いて，疲労試験によって導入した様々な寸法のき裂に対する測定精度を検討した．

4.3　PAUT の概要

4.3.1　探傷の原理[10]

デッキ進展型き裂に対する探傷の原理を**図-4.1** に示す．デッキプレート下面から超音波ビームを入射し，直接き裂破面で反射した成分や，デッキプレート上面で反射した後，き裂破面で反射した成分，およびき裂先端部で散乱した成分を検出することで疲労き裂を検出する．

ビード進展型き裂に対する探傷の原理を**図-4.2** に示す．ビード進展型き裂は溶接形状によりき裂の傾きが変わり，超音波の反射方向が変化することが想定される．そこで，検出性を高めるために，異なる 2 方向からの探傷を行う．一つはデッキプレート下面から超音波を入射し，デッキプレート上面で反射した後，き裂破面で反射する成分を用いた探傷であり，もう一つは U リブの

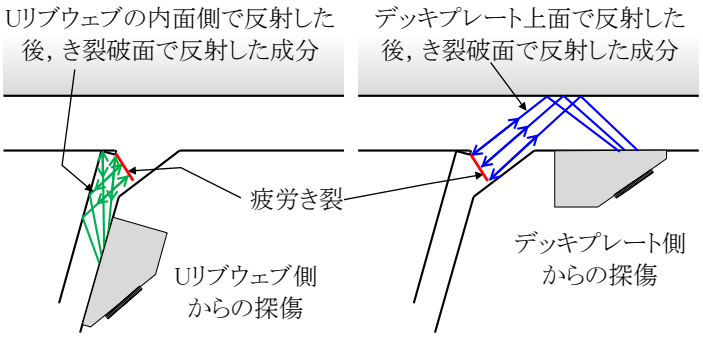


図-4.2　ビード進展型き裂に対しての探傷の原理

ウェブから超音波を入射し，U リブウェブの内面側で反射した後，き裂破面で反射する成分を用いた探傷である．

4.3.2　使用装置の概要

深さ 2mm 程度の初期き裂を探傷するためには，ビームスポット径の小さい探触子が必要である．そこで，振動子数 32 エレメント，振動子ピッチ 0.4mm，開口幅 12.8mm のリニアアレイ型探触子 [10]を使用した．鋼での屈折角が横波 55°となるように設計された樹脂製のウェッジと探触子を組み合わせることにより，試験体中に横波を伝播させることとし，探触子の設置面に対して 35～85°の範囲を電子走査させている [10]．

一般に，周波数が高いほど微細な反射源からの反射を得られ，広いビーム路程範囲で収束の効果を得ることができる．そのため文献 10)では，溶接部の形状の変化に起因する信号とき裂による信号の識別性能を高め，き裂寸法の評価精度を高めることを目的に，炭素鋼溶接部に対する一般的な周波数 2～5MHz より高い 15MHz が用いられている．一方で，周波数が高いと塗膜や鋼材表面の凹凸の影響を受けやすく，調査結果の安定性が悪くなることが懸念される．そこで本研究では，文献 10)がブラストによる素地調整や塗膜がない試験体に対する検討であることを踏まえ，周波数 10MHz を採用した．

デッキ進展型およびビード進展型の両方のき裂を同時に探傷可能な電動走行用の治具を**図-4.3** に示す．この治具は磁石により鋼床版に取り付き，バッテリ駆動のモータにより橋軸方向に最大 25mm/sec の速度で移動できる．治具に取付けられたロータリーエンコーダが治具の橋軸方向位置（基準点からの移動量）を測定することで，超音波信号データと橋軸方向位置を関連付けてデジタルデータとして保存できる仕組みである．

探傷装置には市販のポータブル型 PAUT 装置（TOPAZ：ZETEC 社）を用いた．探傷感度は，き裂を 1 回反射で探傷すると想定した位置，つまりデッキプレート，U リブそれぞれの板厚の 2 倍に相当する深さに直径 2mm のドリル孔を有する対比試験片を用いてエコー高さを 80%に調整した．さらに文献 10)を参考に，

1) 探触子の距離振幅特性から考慮した想定きず検出位置までのビーム路程に応じた補正（デッキプレート側のみ+6dB）
2) 塗膜の影響や探傷時の表面状態の変化による感度の変動（低下）を考慮した補正（デッキプレ

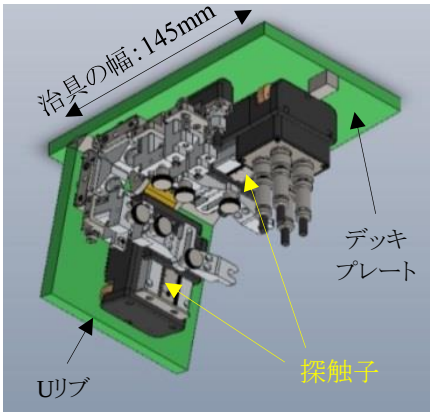


図-4.3　電動走行用の治具

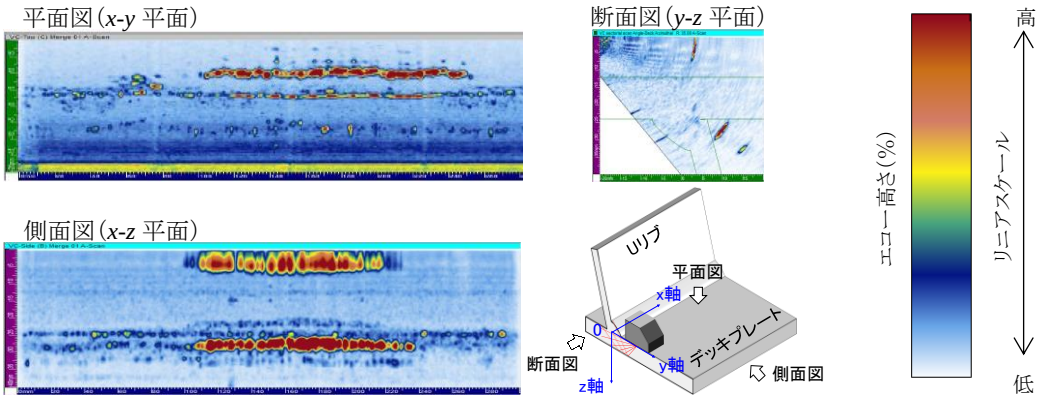


図-4.4　平面図，側面図，断面図の 3 方向の探傷画像表示イメージ

ート側，U リブ側ともに+6dB）
の 2 点を考慮して，デッキプレート側に 12dB，U リブ側に 6dB を感度補正として加えた．

データの収集および画像化処理には PAUT 装置専用のデータ解析ソフトウェア（Ultravision3：ZETEC 社）を用いた．このソフトウェアにより，超音波波形データを**図**-4.4 に示すような平面図，側面図，断面図の 3 方向の画像として視覚的に表示することができる．ここで，探触子の走査方向（橋軸方向）を *x* 軸，それと直交する方向（橋軸直角方向）を *y* 軸，探傷対象の鋼板（デッキプレート）の板厚方向を *z* 軸として，平面図は *x-y* 平面，側面図は *x-z* 平面，断面図は *y-z* 平面を示している．また，暖色がエコーの信号レベル（リニアスケール）の高い箇所を表している．

画像処理によるき裂信号の抽出イメージを**図**-4.5 に示す．図中の断面図の黒線は超音波ビームが試験体に入射して U リブウェブの内面側で反射するまでの経路に対する鋼床版断面の外形線を，赤線は U リブウェブの内面側で反射した以降の経路に対する鋼床版断面の外形線をそれぞれ重ねて表示している．データ解析の段階で鋼床版形状を探傷画像に重ねて表示し，かつき裂によるエコーと考えられる着目したい部位のデータのみを抽出して確認する，つまり図中の緑枠の全信号から，き裂の起点となりうる黄枠のルート付近のき裂信号のみを抽出して表示することにより，

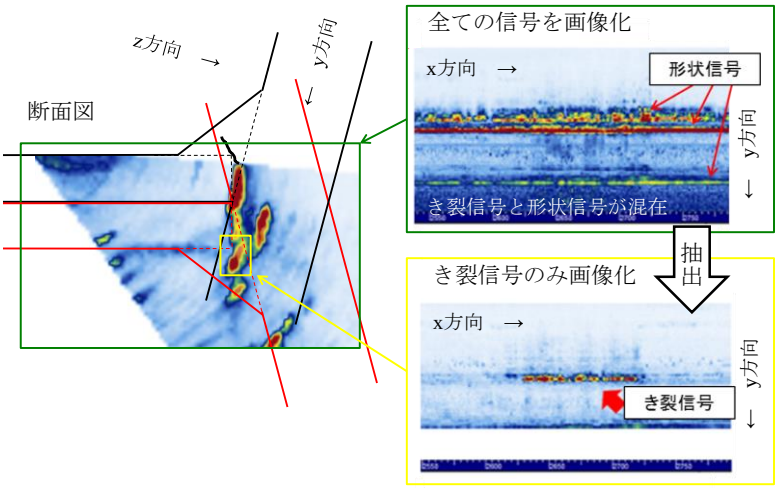


図-4.5　画像処理によるき裂信号の抽出イメージ

き裂の有無の判断やき裂先端位置の特定を行った．なお，図中の形状信号とは，黄枠のルート付近のき裂信号を除き，形状が変化する点でのエコーのことであり，鋼床版形状を探傷画像に重ねて表示することでき裂信号と識別することができる．

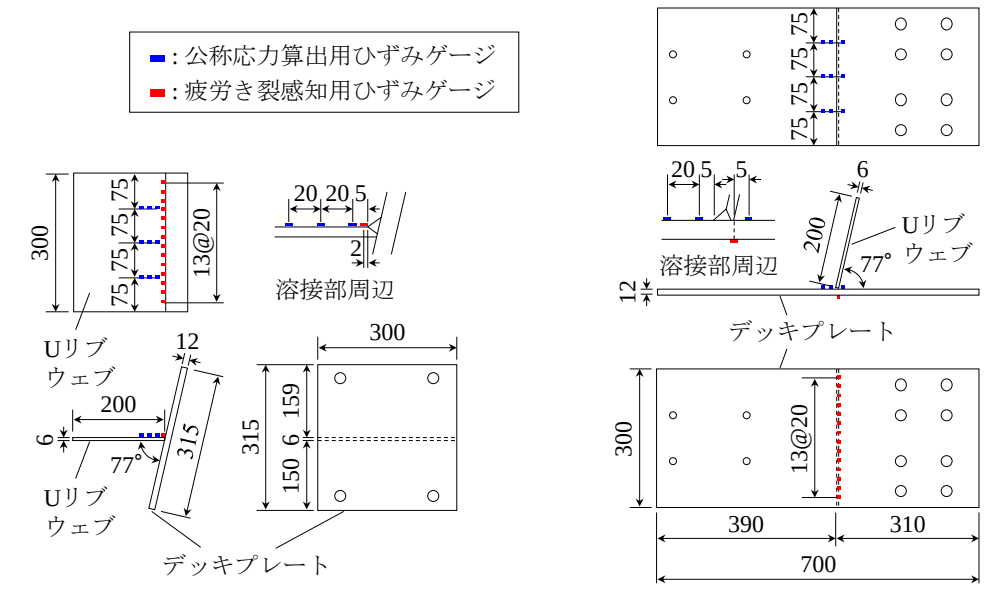
4.4　疲労き裂を導入した試験体の製作

4.4.1　試験体の概要

PAUT によるき裂寸法の測定方法とその精度を検証するために，疲労き裂を導入した U リブ・デッキプレート溶接部を模した試験体を製作した．

試験体の形状および寸法を**図-4.6** に，各試験体タイプの諸元を**表-4.1** に示す．これらの試験体は過去の研究[15),16)]を参考に決定した．デッキプレートおよび U リブに相当する鋼板の板厚はそれぞれ 12mm，6mm であり，実橋で疲労き裂の報告がある鋼床版と同じ板厚構成とした．U リブ板厚に対する溶込み深さの割合および溶接脚長比（デッキプレート側の脚長：U リブ側の脚長）をパラメータとして，3 タイプの試験体を製作した．タイプ 1 と 2 はビード進展型き裂を対象としたものであり，溶込みを小さくするとともに，き裂進展方向の異なる試験体が得られるよう脚長比を 2 種類としている．タイプ 3 はデッキ進展型き裂を対象としたものであり，75%以上の溶込み深さを確保するようにしている．

各タイプに対してき裂寸法の異なる試験体を 6 体ずつ用意し，PAUT による測定を試みた．また PAUT による測定は，後述する試験機から試験体を取り外した無負荷の状態で行った．その際，測定者には試験体タイプや溶込み深さの情報は伝えていない．なお，製作した試験体に対して疲労試験前にき裂や欠陥がないことを同じ PAUT で確認しているが，その結果は初期欠陥がないことの確認のみに用い，後述の精度に関する検討には用いていない．



(a) ビート進展型き裂用の試験体（タイプ 1，2）　(b) デッキ進展型き裂用の試験体（タイプ 3）

図-4.6　試験体の形状および寸法とひずみゲージ位置（単位：mm）

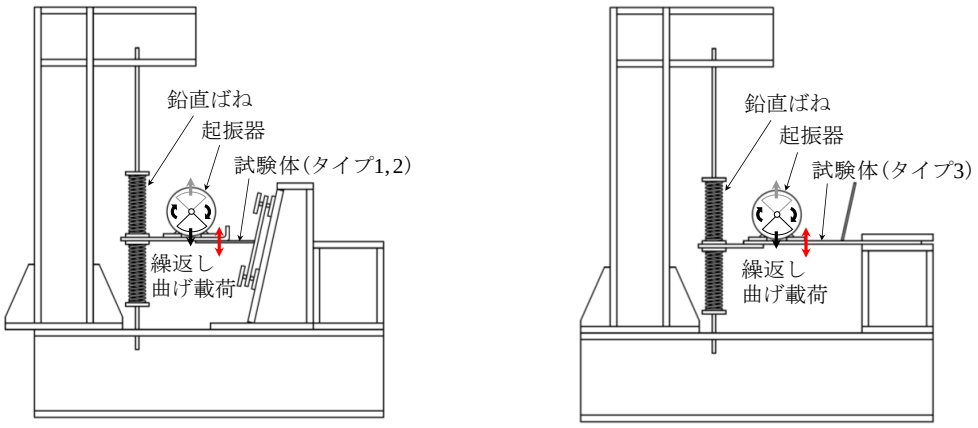
表-4.1　検証用試験体の緒元

試験体タイプ	目標とする溶込み深さ	脚長比	想定するき裂	作製個数
タイプ1	30%程度	1:1	ビード進展型き裂	6
タイプ2		2:1		6
タイプ3	75%以上	1:1	デッキ進展型き裂	6

4.4.2　疲労き裂の導入方法

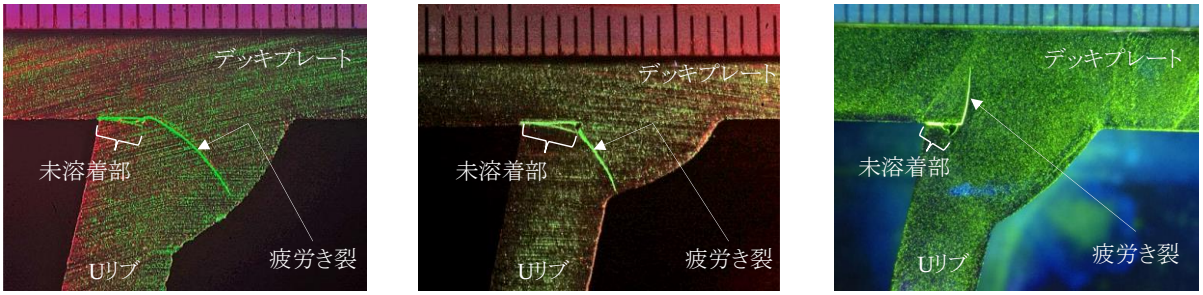
試験体に疲労き裂を導入するために，振動型疲労試験機[17]を用いた疲労試験を実施した．**図-4.7** に示すように試験体および起振器の固定位置を変化させることにより，ビード進展型き裂とデッキ進展型き裂を再現した[15),16)]．この試験機では，起振器内の偏心錘が回転することによりデッキプレートや U リブに繰返しの曲げ変形を与えることができる．今回はルートから確実にき裂を発生させる必要があったため，ルートにおける応力比がゼロとなるように鉛直ばねにより予荷重を与えた上で繰返し載荷を行った．公称応力範囲は過去の実験[15),16)]と同様に，溶接部周辺に貼付したひずみゲージの値から求めた．公称応力の大きさは導入予定のき裂寸法にあわせて，タイプ 1 では 120～250N/mm^2，タイプ 2 では 160～230N/mm^2，タイプ 3 では 120～140N/mm^2 の間で変化させた．

き裂はルートから発生するため，き裂の進展を目視にて観察することは困難である．そこで，**図-4.6** に示すように溶接部近傍にひずみゲージを貼付し，その値の変化率からき裂の発生・進展状況を推定しながら疲労試験を進めた．試験体毎にひずみ範囲の変化率（以下，ひずみ範囲変化率）を設定し，目標値に近づいた段階で試験終了とした．ここでひずみ範囲変化率とは，載荷初期のひずみ範囲に対するひずみ範囲の変化量の割合（試験中のひずみ範囲と初期値の差／初期値）である．ひずみ範囲変化率の目標値は 10~60%程度とした．ひずみゲージは動ひずみ計に接続し，



(a) ビート進展型き裂用の載荷方法（タイプ 1，2）　　(b) デッキ進展型き裂用の載荷方法（タイプ 3）

図-4.7　疲労試験システムの模式図



(a) タイプ 1 の例　　(b) タイプ 2 の例　　(c) タイプ 3 の例

図-4.8　各試験体タイプの断面写真の例

試験中，一定間隔で記録することにより，繰返し数とひずみ範囲変化率の関係を求めながら試験を行った．

4.4.3　き裂寸法の実測方法

導入した疲労き裂の寸法を実測するために，4.5 で後述する PAUT でのデータ収集を行った後に，断面調査と，一部の試験体では破面解放調査を行った．断面調査は切断機等で試験体を切断した後，切断面を研磨し，観察することで行った．溶接線方向の切断位置は PAUT によってき裂と判断された範囲において任意の 5 箇所とした．破面解放調査は試験体を液体窒素で冷却した後，衝撃荷重を加えることでき裂破面を現出させて行った．各試験体タイプの断面写真の例を**図-4.8** に，破面の例を**図-4.9** に示す．なお，破面解放調査の前に断面調査のため任意の位置で切断していることから**図-4.9(a)**～**(c)**に示す試験体の幅はそろっていないが，スケールは統一して示している．過去の実験[15),16)]と同様に，ルートを起点とした疲労き裂を各試験体に導入できている．ビード進展型き裂では，進展方向がタイプ 1 とタイプ 2 で傾向が異なっていることがわかる．また，過去の実験[18),19)]や，実橋調査結果[20)]でみられたデッキプレート側ルート（**図-4.8(a)**）および U リ

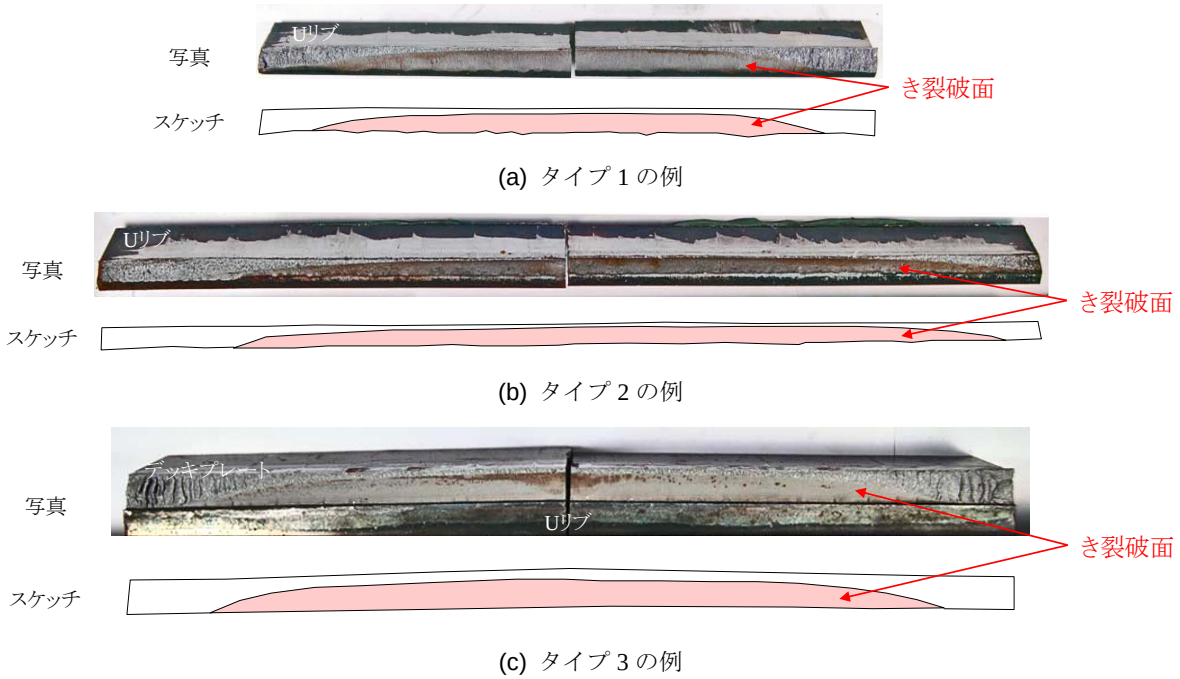


図-4.9　各試験体タイプの破面写真の例

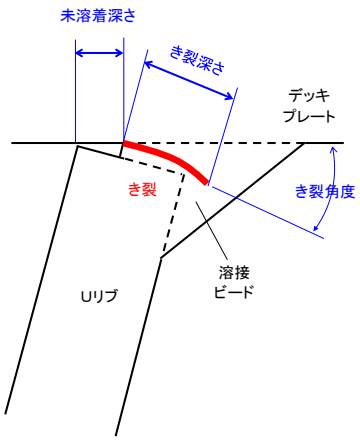
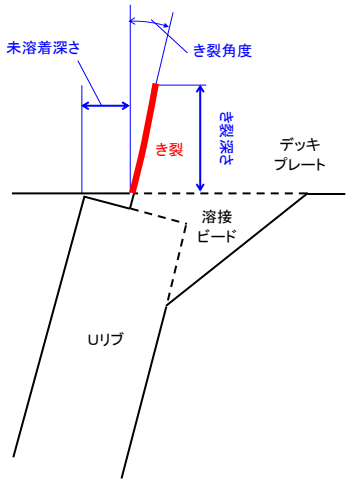
ブ側ルート（**図-4.8(b)**）を起点としたき裂を再現できている．デッキ進展型き裂では，き裂が板厚を貫通する段階までは，輪荷重走行試験[21),22)]によって得られた進展挙動と概ね類似しているといえる．

4.4.4　疲労き裂の実測結果

各試験体において導入したき裂の実測結果を**表-4.2** に示す．調査位置は，溶接線方向に x 軸をとり，試験体の材端を x=0 としている．表中には疲労き裂寸法の定義を図示している．ビード進展型き裂については，ルートとき裂先端との距離をき裂深さとし，ルートを中心としてデッキプレートとき裂先端との間の角度をき裂角度とする．デッキ進展型き裂については，デッキプレート下面からき裂先端までの鉛直距離をき裂深さとし，ルートを中心としてデッキプレート面に対する垂線とき裂先端との間の角度をき裂角度とする．なお，いずれのき裂に対しても，溶接線方向のき裂先端間の距離をき裂長さとする．本章では以降も同様の定義によりき裂寸法を表すこととする．

き裂深さについては，各タイプについて様々な深さのき裂を導入することができている．また，ビード進展型き裂のき裂角度については，脚長比を変えたタイプ 1 とタイプ 2 で異なる傾向となるようにき裂を導入することができている．

表-4.2　各試験体において導入したき裂の実測結果

試験体タイプ	試験体名称	調査方法	調査位置(mm)	き裂寸法 き裂長さ(mm)	き裂深さ(mm)	未溶着深さ(mm)	き裂傾き(°)	寸法の定義
タイプ1	1-1	断面	x=61	-	2.5	2.7	27.0	
			x=80		3.1	3.1	34.0	
			x=145		1.1	3.9	26.7	
			x=197		2.5	3.1	25.8	
			x=285		0.8	3.8	8.5	
	1-2	断面	x=51	-	1.4	2.1	22.2	
			x=85		1.6	2.6	32.0	
			x=176		2.5	2.9	32.2	
			x=214		0.9	2.6	28.0	
			x=224		0.4	2.6	9.5	
	1-3	破面開放	x=15～190	175	0～7.5	-	41.7(x=100)	
	1-4	断面	x=91	-	0.3	3.5	57.2	
			x=111		0.8	3.5	40.7	
			x=114		0.2	3.7	43.0	
			x=134		1.2	3.6	42.5	
			x=158		0.5	3.8	47.0	
	1-5	破面開放	x=19～246	227	0～5.6	-	45.8(x=138)	
	1-6	断面	x=29	-	1.7	2.4	45.2	
			x=43		0.8	2.0	43.0	
			x=200		3.1	3.9	56.0	
			x=222		3.6	3.5	45.2	
			x=266		2.3	3.3	47.0	
タイプ2	2-1	断面	x=31	-	0.5	3.0	49.5	
			x=57		2.2	2.9	55.8	
			x=183		1.1	2.9	46.8	
			x=204		1.3	3.1	49.5	
			x=285		0.0	3.2	-	
	2-2	破面開放	x=27～300	273	0～4.2	-	58.0(x=150)	
	2-3	断面	x=82	-	0.7	2.9	39.5	
			x=98		1.8	3.3	50.2	
			x=142		1.7	2.9	48.5	
			x=166		2.2	2.9	52.0	
			x=189		0.0	2.6	-	
	2-4	断面	x=179	-	0.3	3.5	56.0	
			x=184		2.4	3.7	63.2	
			x=195		2.0	3.3	47.0	
			x=243		4.1	3.0	49.0	
			x=267		4.8	2.6	49.8	
	2-5	断面	x=87	-	0.2	3.7	49.5	
			x=94		0.4	4.2	53.7	
			x=122		2.1	3.9	54.2	
			x=216		1.6	3.7	52.0	
			x=224		2.8	3.5	61.0	
	2-6	破面開放	x=15～199	184	0～3.2	-	45.2(x=118)	
タイプ3	3-1	破面開放	x=14～287	273	0～10.3	-	0.0(x=153)	
	3-2	断面	x=110	-	0.7	2.6	17.7	
			x=130		0.8	2.8	21.8	
			x=150		0.8	2.4	23.7	
			x=170		0.8	2.7	17.5	
			x=190		0.9	2.7	14.8	
	3-3	断面	x=136	-	1.1	2.3	12.5	
			x=167		2.0	2.2	9.2	
			x=185		1.9	2.7	7.3	
			x=195		1.8	2.5	7.5	
			x=215		1.5	2.7	12.5	
	3-4	断面	x=93	-	0.8	2.4	22.8	
			x=99		1.4	2.4	16.3	
			x=169		2.5	2.4	8.0	
			x=230		1.9	2.4	18.0	
			x=245		-	2.6	-	
	3-5	破面開放	x=87～261	174	0～4.7	-	12.7(x=186)	
	3-6	断面	x=43	-	1.5	2.6	11.0	
			x=88		1.3	2.8	6.0	
			x=156		2.2	1.9	10.0	
			x=215		2.0	1.9	10.0	
			x=254		2.2	2.3	10.5	

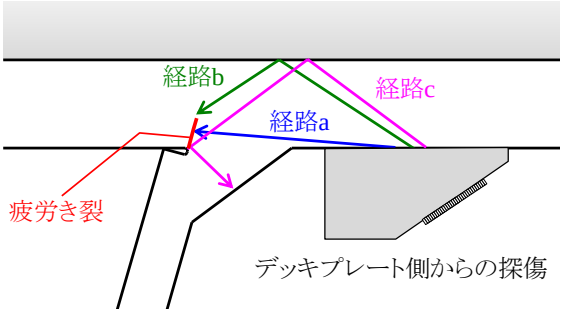


図-4.10　デッキ進展型き裂の探傷経路の区分

4.5　PAUT によるき裂寸法測定方法とその精度

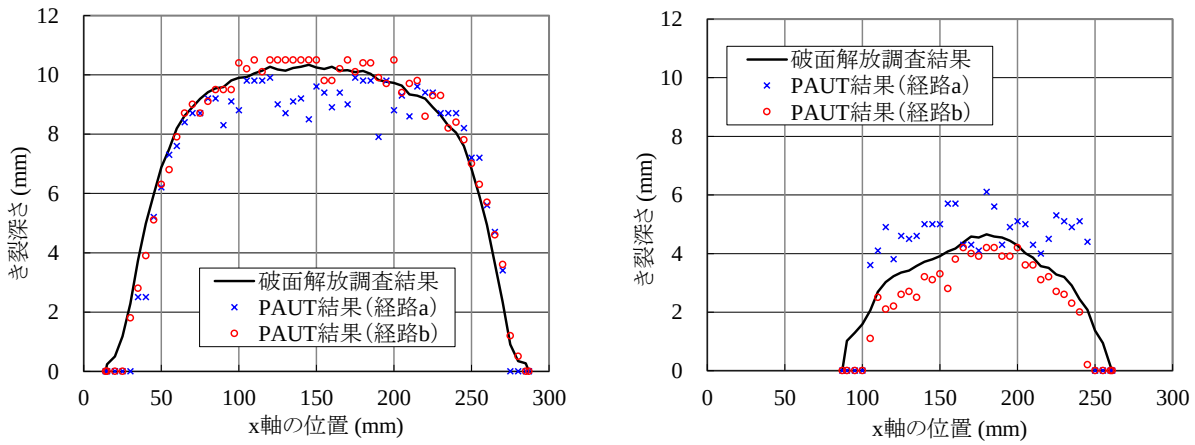
4.5.1　デッキ進展型き裂の寸法測定方法

デッキ進展型き裂に対する探傷経路の区分を**図-4.10** に示す．き裂深さが大きいき裂は，大きな屈折角で入射された超音波ビームがき裂の面で直接反射する経路で検出される（**図-4.10** の経路 a）．き裂深さが小さいき裂はデッキプレート上面で 1 回反射した後，き裂の先端部で散乱されたエコーが検出される（**図-4.10** の経路 b）．また，デッキプレート上面で 1 回反射した経路は，き裂の起点部となるルート付近においてき裂破面で反射した成分が，その後溶接ビード表面に反射する経路のエコーも検出される（**図-4.10** の経路 c）．なお，経路 b，c はデッキプレート上面の表面状態に影響されることも考えられるが，文献 10)の実橋測定ではデッキプレート面の影響は報告されていない．ここではデッキプレート上面の表面形状は平滑として測定している．

き裂の検出には，経路 a，b，c のうちき裂起点部であるルートに最も近い探傷経路を辿り，き裂深さが小さい段階で測定できる可能性がある経路 c のエコーを用いることがよいと予想される．き裂深さは，き裂の先端部からの散乱波を捉えることでその位置を特定できる経路 b のエコーを用いて推定できると思われる．経路 a のエコーはある程度き裂深さが大きいき裂でないと検出できないが，き裂深さが大きくなるにつれて検出性が高くなるため，き裂が貫通しているかどうかの判断など，深いき裂のスクリーニングでの使用に適していると考えられる．なお，文献 5)，6)は経路 a を用いた方法である．

4.5.2　デッキ進展型き裂に対する測定精度

デッキ進展型き裂のき裂深さの測定において有効な探傷経路を検討するため，試験体 3-1，3-5 において，破面解放調査により実測したき裂深さと， PAUT により経路 a，b によって測定したき裂深さを比較した．取得したデータを**図-4.4** に示すように画像化した後で，画像上でき裂が生じない，ルート部周辺以外の位置でのノイズエコー高さの最頻値（ノイズレベル）と比較して，有意な信号が存在していると識別できるレベルとして，信号レベルでノイズレベルの 3 倍以上の信号が得られた場合にき裂先端と判断した．また，鋼床版形状を表示したデッキプレート底面をき裂起点として，起点から先端までの範囲をき裂深さとして測定している．なお，ノイズレベルの 3 倍という判断指標は探傷画像表示からき裂信号の輪郭を示す位置での信号レベルを目安に定めた．



(a) 試験体 3-1　　(b) 試験体 3-5

図-4.11　デッキ進展型き裂の破面調査と PAUT の比較

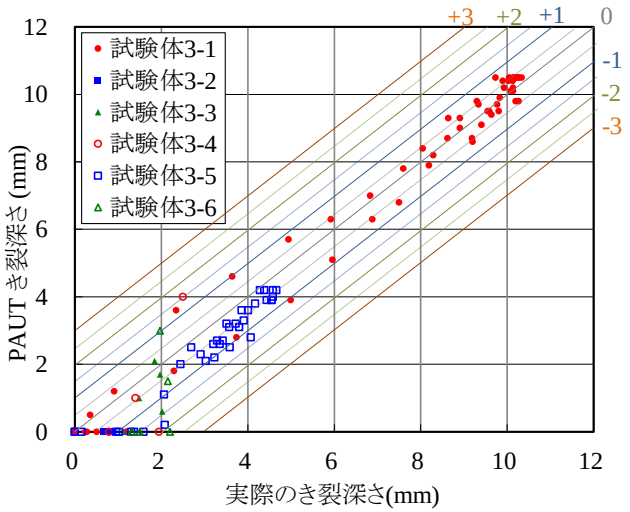


図-4.12　デッキ進展型き裂のき裂深さと PAUT の比較

その結果を**図-4.11** に示す．図はき裂が存在する範囲に対しての PAUT の結果を示しており，き裂深さ 0mm にプロットされたデータは PAUT でき裂が検出できなかったことを意味している．経路 b による結果の方が経路 a の結果よりも実測値の近くに分布していることがわかり，経路 b のエコーを用いてき裂深さを測定するのがよいといえる．経路 a はき裂破面に垂直に超音波ビームが入射される経路であり，き裂破面の形状に起因するエコーの強弱がき裂先端付近のエコーのピーク位置に影響すると考えられる．そのため，き裂破面からの反射よりもき裂先端の散乱波のエコーを取得しやすい経路 b に比べて測定精度が低いと推測される．以下，き裂深さの実測値との比較においては，経路 b のエコーでの測定値を使用することとする．

次に，タイプ 3 のすべての試験体に対して，経路 b による測定値と実測値の比較を**図-4.12** に示す．き裂深さ 0.4mm のき裂が検出できている一方で，最大でき裂深さ 2.2mm のき裂が検出できて

表-4.3　探傷経路とき裂長さの評価結果

試験体名称	PAUT						破面解放調査		(a)/(b)
	き裂範囲（xは溶接線方向の位置）			き裂長さ(mm)			き裂範囲（xは溶接線方向の位置）	(b) き裂長さ (mm)	
	経路a	経路b	経路c	経路a	経路b	(a) 経路c			
3-1	x=28～273	x=29～277	x=23～278	245	248	255	x=15～286	271	94%
3-2	指示なし	指示なし	指示なし	0	0	0	—	—	—
3-3	指示なし	x=156～216	x=129～238	0	60	109	—	—	—
3-4	x=99～230	x=99～230	x=95～245	131	131	150	—	—	—
3-5	x=103～247	x=103～247	x=100～258	144	144	158	x=90～260	170	93%
3-6	x=51～84	x=44～86	x=43～88	33	42	45	—	—	—
	x=152～254	x=156～254	x=150～256	102	98	106	—	—	—

いない場合があった．き裂深さが 2.2mm を超える領域において，PAUT での測定値は実測値の±1.5mm の範囲に収まっており，き裂深さが 5mm より大きくなると，誤差は±1mm 以内であった．以上より，き裂深さが 2.2mm 以上の範囲では，誤差±1.5mm 以内の精度で測定できることが示された．なお，実橋のデッキ進展型き裂では，板厚貫通に近くなった段階で徐々に進展方向を変える挙動が観察されている[23]が，本試験機でそれを再現することは困難なため，板厚貫通段階での測定精度の検証にはさらなるデータの蓄積が必要と考えている．

き裂長さの測定において有効な探傷経路を検討するため，各経路の探傷結果を比較した．その測定値を**表-4.3** に示す．経路 c が経路 a，b よりもすべての場合においてき裂長さを広範囲にかつ長く検出していることがわかる（**表-4.3** のハッチング部分）．

この経路 c での測定結果と破面解放調査とを比較し，測定精度を確認した．表中には，試験体 3-1 と 3-5 において破面解放調査により得られたき裂範囲とき裂長さも併記している．PAUT では小さめにき裂範囲や長さを評価しているが，き裂長さの測定値は実測値の 93%, 94%であり，比較的よい精度で評価できているといえる．また，実際にき裂がない部位をき裂ありと判断した「空振り」は生じていなかった．前述のとおり，PAUT ではき裂深さ 2.2mm 以下のき裂は検出できない場合があるため，検出限界以下のき裂範囲の分だけ長さが短く測定されているものと推測される．なお，経路 c は溶接ビード表面で反射する経路であり，ビード形状が測定精度に影響する可能性があるため，ビード形状と測定精度の関係は今後の課題である．

4.5.3　ビード進展型き裂の寸法測定方法

ビード進展型き裂に対する探傷経路の区分を**図-4.13** に示す．**表-4.2** に示すように，ビード進展型き裂のき裂角度はデッキプレート側と U リブ側の脚長比により変化していることから，き裂の検出性を高めるために 2 方向からの探傷としている．デッキプレート側の探触子では，デッキプレート上面で 1 回反射した後，き裂破面で反射されたエコーが検出される（**図-4.13** の経路 d）．U リブ側の探触子では，リブ内面側で 1 回反射した後，き裂破面で反射されたエコーが検出される（**図-4.13** の経路 e）．

き裂深さの測定には，**図-4.10** の経路 b のようなき裂先端での散乱波を特定する方法が有効と考えられるが，一般にき裂先端での散乱波はき裂破面での反射波に比べてエコー高さが極めて低いため[24]，これらが同時に観測される場合は，散乱波の特定は困難である．そこで，本研究ではき裂破面での反射波を利用したき裂深さの測定方法を検討することとした．き裂破面での反射波は，

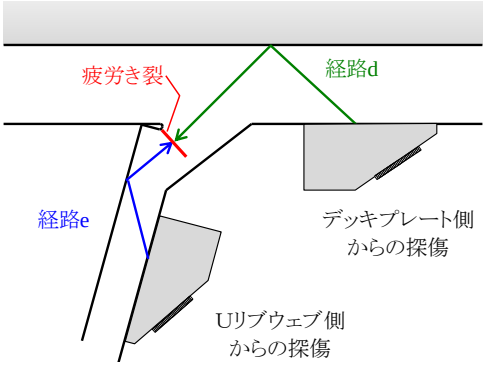


図-4.13　ビード進展型き裂の探傷経路の区分

破面の細かな凹凸面の影響で複数の反射波が得られると推測されることから，それら複数の反射波エコーに対して以下の 3 つの方法から選定することとした.

(1) 方法 A

き裂エコーの先端部近傍での信号レベルがピークの点をき裂先端と考え，それとデッキプレート側の探触子でき裂なしと判断された断面において特定した未溶着部先端位置（き裂の起点）との距離をき裂深さと測定する方法である（図-4.14）. き裂なしの断面の判断は取得したデータを画像化した後で，画像上で明らかにき裂信号がない部位としている.

(2) 方法 B

き裂の起点は未溶着部先端位置として方法 A と同じように定め，き裂先端位置はルート部周辺以外のき裂のない部位での信号レベルに対して，ノイズ比 3 倍となる境界部と考えて，その間の距離をき裂深さと測定する方法である（図-4.15）.

(3) 方法 C

き裂先端位置は方法 B と同じように定め，き裂の起点位置も先端位置と同様にルート部周辺以外のき裂のない部位での信号レベルに対して，ノイズ比 3 倍となる境界部とし，その間の距離をき裂深さと測定する方法である（図-4.16）.

4.5.4　ビード進展型き裂に対する測定精度

ビード進展型き裂のき裂深さの測定において有効な方法を検討するため, 試験体 1-3, 1-5, 2-2, 2-6 において，破面解放調査により実測したき裂深さと，PAUT を用いて方法 A，B，C により測定したき裂深さを比較した. その結果を図-4.17 に示す. 図はき裂が存在する範囲に対しての PAUT の結果を示しており, き裂深さ 0mm にプロットされたデータは PAUT でき裂が検出できなかったことを意味している．タイプ 1 と 2 のどちらにおいても，経路 e の方法 A の測定結果が，経路 d や経路 e の方法 B，C の結果よりも実測値に近いことがわかる．このように測定精度に差が生じた理由として，経路 d, e による差はき裂破面の形状の違いに起因する反射波の散乱程度の影響によるもの，方法 A，B，C による差はき裂の起点や先端の位置特定の精度に起因するものと推測さ

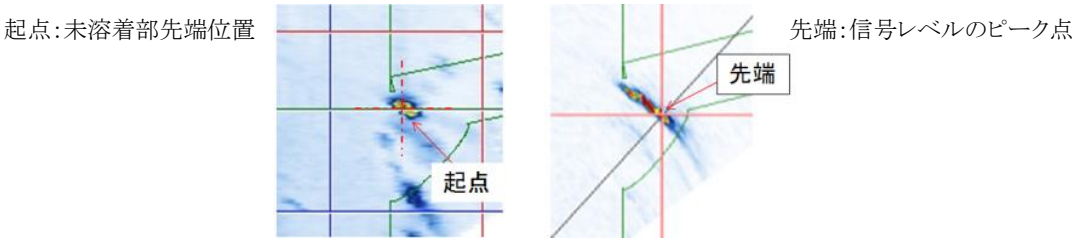


図-4.14　方法 A のき裂深さ評価方法

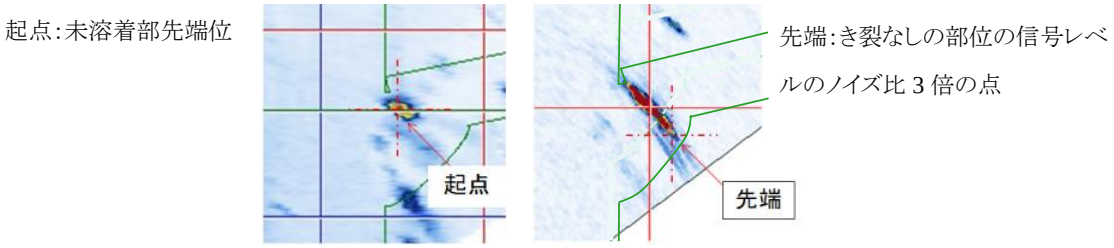


図-4.15　方法 B のき裂深さ評価方法

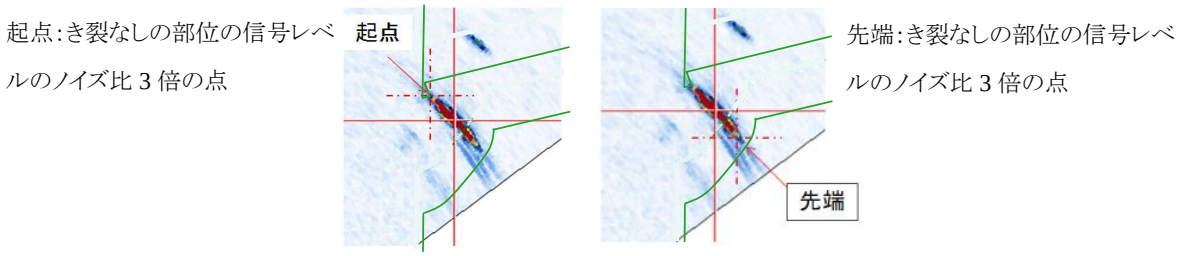


図-4.16　方法 C のき裂深さ評価方法

れる．以下，き裂深さの実測値との比較においては，経路 e の方法 A での測定値を使用することとする．なお，**図-4.17** より位置によっては経路 d の精度が高い場合もあることから，実務においてはき裂の検出性を高め，「見逃し」を減らすためには 2 方向から探傷するのがよいと考える．

次に，タイプ 1，2 のすべての試験体に対して，経路 e の方法 A により測定した結果と実測値の比較を**図-4.18** に示す．測定値はデッキ進展型き裂の場合に比べてばらつきが大きく，実測値に対して-1mm～＋3mm 程度の誤差があり，き裂を大きめに評価する傾向にあることがわかる．き裂深さが 0.5mm 以下のごく浅いき裂を検出できている一方で，実際にき裂がない部位をき裂ありと判断した「空振り」も発生していた．また，最大でき裂深さ 2.8mm のき裂を検出できない場合もあった．その理由としては，ルートのエコーと，き裂起点によるエコーを明確に区分できていないことが原因と推測される．**図-4.5** に示すように，実際の計測データはルート付近のき裂信号と形状信号を含んでいるため，両者を明確に区分することが困難である．この点は今後の課題である．一方で，溶接脚長が等脚の場合のタイプ 1 と，不等脚長の場合のタイプ 2 においては大きな違いはみられない．つまり，今回の測定方法では，き裂角度の違いは測定精度にほとんど影響しないといえる．人工スリットのようにき裂破面が平滑な場合は，超音波ビームがき裂破面で正反射す

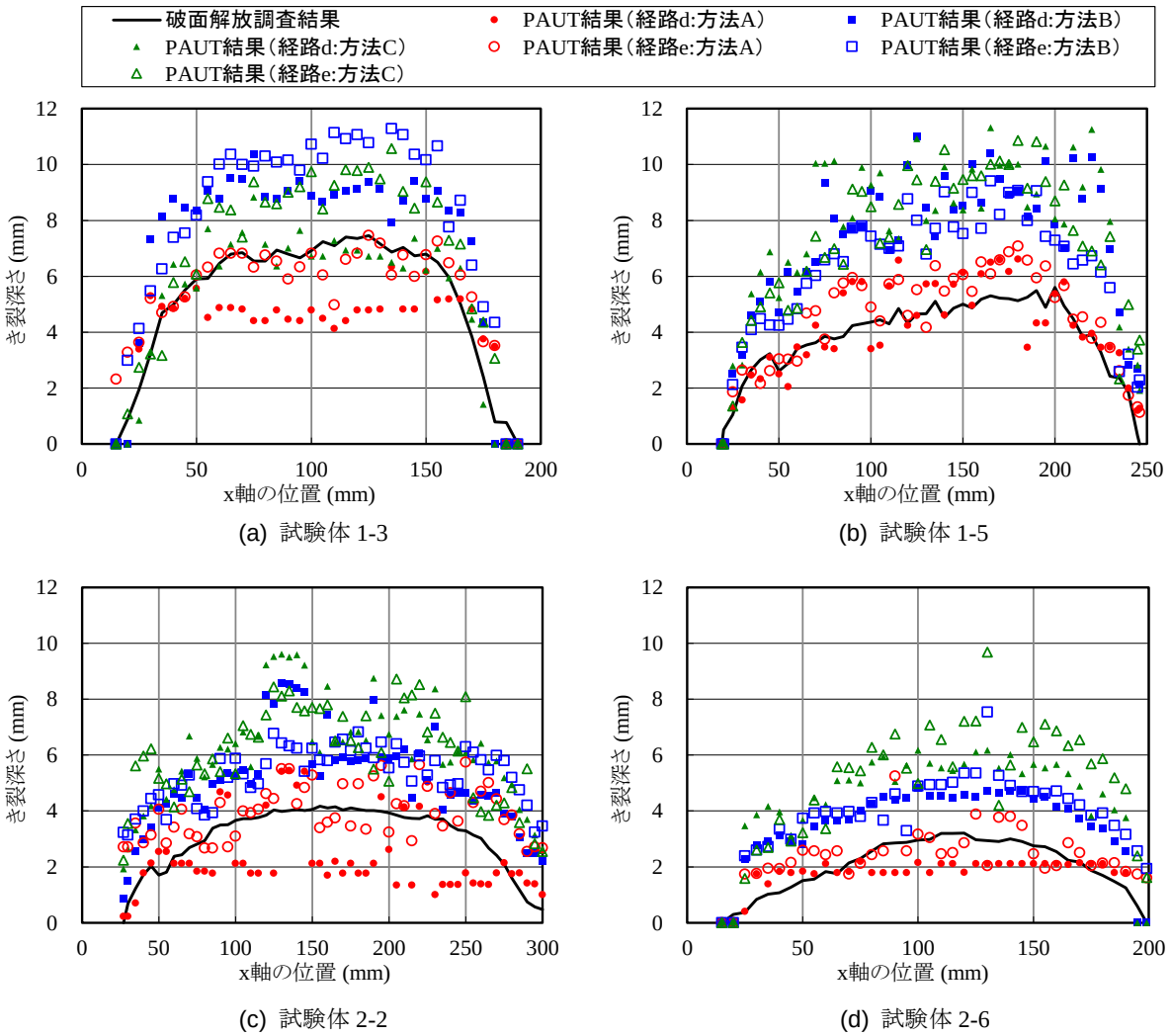


図-4.17　ビード進展型き裂の破面調査と PAUT の比較

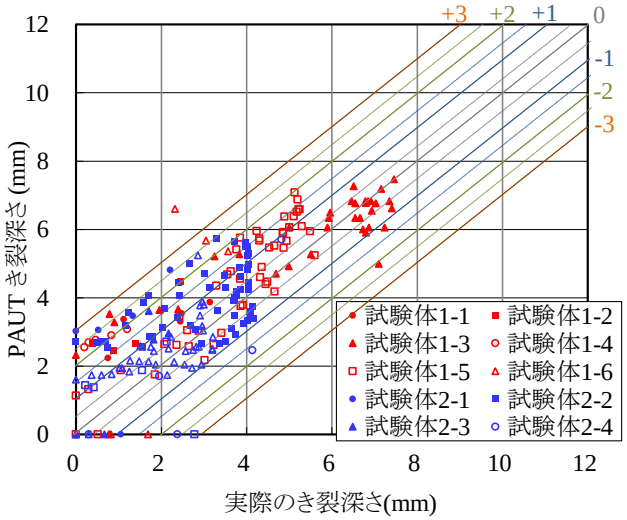


図-4.18　ビード進展型き裂のき裂深さと PAUT の比較

表-4.4　ビード進展型き裂のき裂長さと PAUT の比較

試験体名称	PAUT		破面解放調査		(a)/(b)
	き裂範囲 （xは溶接線方向の位置）	(a) き裂長さ(mm)	き裂範囲 （xは溶接線方向の位置）	(b) き裂長さ(mm)	
1-3	x=6～184	178	x=15～190	175	102%
1-5	x=23～253	230	x=20～245	225	102%
2-2	x=26～300	274	x=27～300	273	100%
2-6	x=21～200	179	x=20～195	175	102%

表-4.5　塗装試験体に用いた塗装系

試験体名称	塗装系	工程	塗料または素地調整程度	標準膜厚（μm）
1-5	外面用	素地調整	ISO Sa2・1/2[26]	-
		下塗第1層	無機ジンクリッチペイント	75
		ミストコート	エポキシ樹脂塗料	-
		下塗第2層	エポキシ樹脂塗料	120
		中塗	ふっ素樹脂塗料用中塗	30
		上塗	ふっ素樹脂塗料上塗	25
2-6	内面用	素地調整	ISO Sa2・1/2[26]	-
		第1層	変性エポキシ樹脂塗料内面用	120
		第2層	変性エポキシ樹脂塗料内面用	120

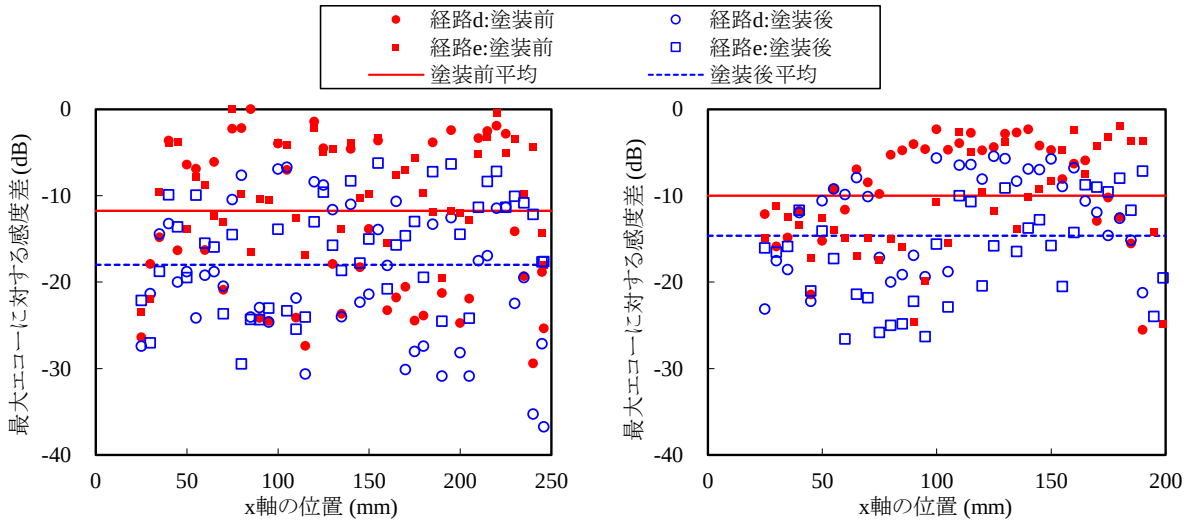
るためき裂角度の影響が大きいが，実際のき裂のようにき裂破面が細かな凹凸面の集まりの場合は，超音波ビームが凹凸面で乱反射するためき裂角度の変化が多少あっても反射ビームを検出できるものと推測される．以上より，き裂深さが 2.8mm 以上のき裂に対して，概ね±2.0mm 以内の誤差で測定できることが示された．

経路 e の方法 A によるき裂長さの測定値と破面解放調査により得られた実測値の比較を**表-4.4** に示す．すべての場合で PAUT により若干大きめにき裂範囲や長さを測定していることがわかる．き裂長さの測定値は実測値の 100～102%であり，比較的よい精度で評価できているといえる．

4.6　塗膜の影響の確認

4.6.1　塗装試験体

実際の調査では塗膜の上からの探傷が想定され，その場合の測定精度を把握しておく必要がある．そこで，無塗装下での探傷終了後，試験体 1-5 に外面用塗装系を，試験体 2-6 に内面用塗装系を施し，ビード進展型き裂の探傷に対する塗膜の影響を確認した．用いた塗装系は道路橋において一般的に用いられるものとして文献 25)を参考に，**表-4.5** に示すものとした．総塗膜厚は，U リブ側の探触子が接触する位置付近の 3 箇所で測定した結果，試験体 1-5 において平均 495μm，試験体 2-6 において平均 251μm であった．



(a) 試験体 1-5　　(b) 試験体 2-6

図-4.19　塗装前後での感度差の比較

4.6.2　塗装前後の感度変化

塗膜厚が厚くなるほどエコー高さが減少する傾向が報告されている[5]．そこで，試験体 1-5，2-6 を用いて塗装前後の感度変化をエコー高さから比較した．その結果を**図-4.19** に示す．図はき裂からのエコーの最大高さを基準として，各測定点の感度差をデシベル（dB）単位で示したものである．塗膜により感度は低下する傾向が認められたが，感度低下量の平均は試験体 1-5 で 6.3dB，試験体 2-6 で 4.6dB 程度であった．一方，塗膜がない場合においても，測定場所（*x* 軸の位置）によりき裂破面の反射波が 24dB 程度変動している．これはき裂破面の形状に起因するものであると考えられ，塗膜による感度低下の影響よりも，むしろき裂破面での反射効率の影響による感度変動の方が顕著であるといえる．塗膜上からの探傷においては，塗膜の影響とき裂破面での反射率の影響が重複するため，一定のエコー高さの閾値で判定する一般的な超音波探傷法ではなく，本手法のように画像表示した上でき裂のない部分のノイズレベルとの比較で判定する方法が有効であると推測される．

4.6.3　塗装前後のき裂深さの測定結果の比較

塗装前後のき裂深さの測定結果を比較した．その結果を**図-4.20** に示す．試験体 1-5 においては塗装前後で大きな変化がみられなかった．一方で，試験体 2-6 においては塗装前に比べてき裂深さを大きめに評価する傾向があり，塗膜がある場合は無い場合に対して平均で 2mm 過大に評価する結果となった．この原因は不明であるが，試験体 2-6 は，塗膜の層数，総塗膜厚が試験体 1-5 より少なく，試験体 1-5 と同じエポキシ樹脂を主とした塗料を使用していることから，塗膜の影響とは考えにくい．この点に関しては今後のデータの蓄積が望まれる．

以上の結果より，塗膜が存在することで測定精度に影響はあるものの，塗装をすることによってき裂が検出できなくなる「見逃し」は生じなかったことから，PAUT により塗膜の上からの探傷も可能であることが示された．

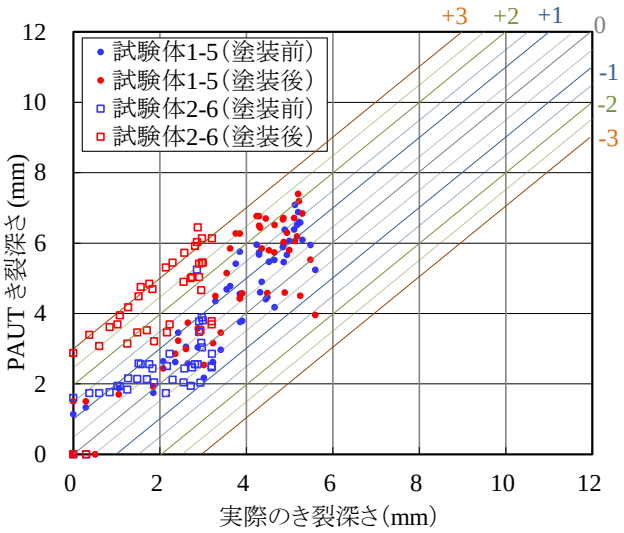


図-4.20　塗装前後のき裂深さの評価結果比較

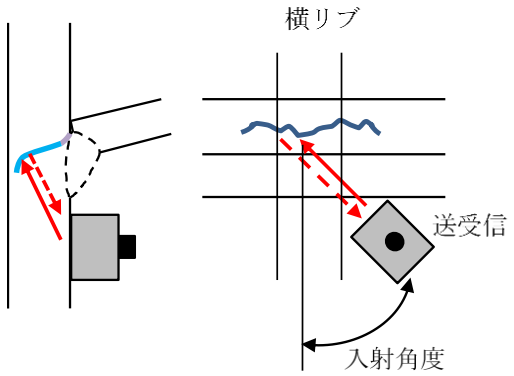


図-4.21　斜め入射法の概要図

4.7　横リブ交差部での探傷方法の検討

4.7.1　探傷方法の検討

第 3 章において，横リブ交差部の PAUT は横リブ自体やそのデッキプレートとの溶接ビードが支障となり探触子が走査できないため，横リブ板厚中心から 30mm 程度以上離れた位置の探傷においてき裂指示があったものだけをき裂として判定した．その結果，横リブ断面においては内在き裂を発見することができず，計測断面の選定に際し，横リブ交差部での探傷方法の確立が課題となった．そこで，横リブ交差部での探傷方法を検討する．

まず，予備検討として 4.3 に示した設定と同じ PAUT の探触子を用いて，横リブ交差部にデッキ進展型き裂が生じている試験体を対象に探傷試験を実施した．試験体は**第 5 章**で後述する輪荷重試験に用いたものであり，Crack-1w（長さ 58mm，深さ 7.0mm）と Crack-2w（長さ 88mm，深さ 8.7mm）が生じている．探傷は「斜め入射法」と「ピッチキャッチ法」の 2 種類を検討した．「斜め入射法」は，**図-4.21** に示すように 1 つの探触子を溶接線に対して 30～45° で設置し，超音波

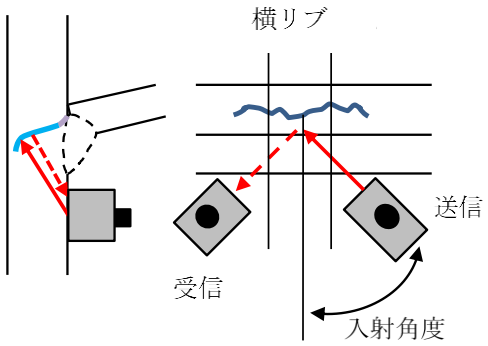


図-4.22　ピッチキャッチ法の概要図

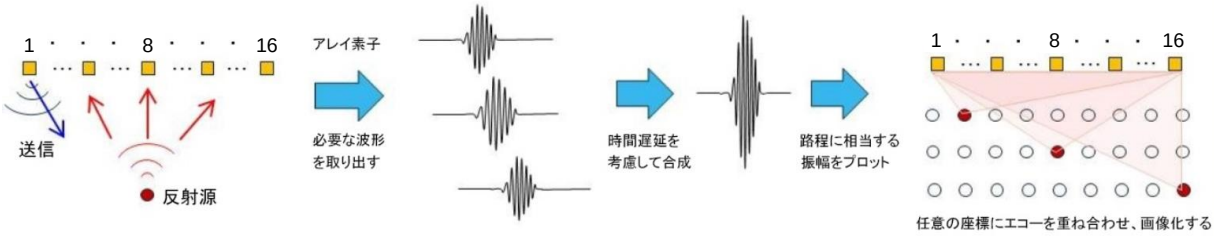


図-4.23　FMC/TFM の概要図 [27)を一部改変]

を斜めに入射することで，き裂面から乱反射した超音波を受信するものである.「ピッチキャッチ法」は，**図**-4.22 に示すように探触子 2 つを，横リブを挟んで溶接線に対して 45°でハの字に設置し，1 つの探触子から送信されき裂面から反射した超音波を，もう 1 つの探触子が受信するものである.

予備検討の結果, 斜め入射法は入射角が小さい 30°の場合にき裂と思われるエコーが現れるが, エコーの強度が微弱であり，入射角が 45°と大きくなるとき裂指示は得られなかった．ピッチキャッチ法は Crack-1w，2w ともに明確なき裂からのエコーが得られたが，き裂がない場合もルートによる反応があり, き裂有無の判断ができなかった. 以上より, 本検討と同じ探触子を用いた PAUT では横リブ交差部の探傷は困難であると判断し，文献 8) , 9)で検討されており PAUT よりも感度良く探傷可能と考えられるフルマトリクス・キャプチャ（以下，FMC）と，トータル・フォーカシング法（以下，TFM）を組み合わせた検査方法（以下，FMC/TFM）による探傷を検討することとした.

4.7.2　FMC/TFM の概要

FMC/TFM の概要図を**図**-4.23 に示す.

FMC とは，配列された振動子から 1 つずつ順番に超音波を発振し，その都度配置された全ての振動子で受振することを繰返し，データを収集する方法である．データは発振器，受信器の組み合わせのマトリクスに対して，各々に対する超音波伝搬時間とエコー高さの関係（A スコープ）が収集される．PAUT は複数の振動子の発振の位相を制御することでビームステアリングやビー

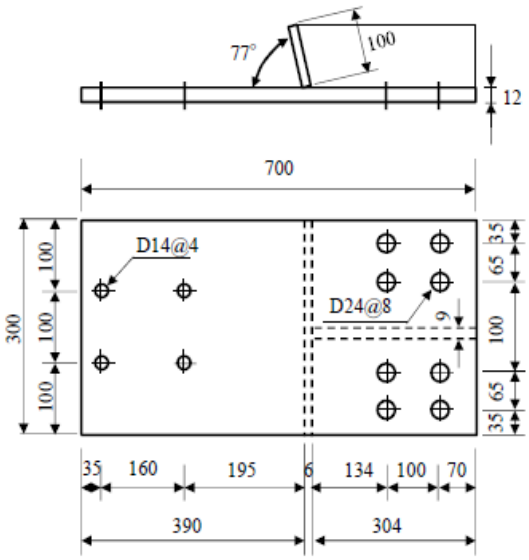


図-4.24　試験体の形状および寸法（単位：mm）

ムフォーカシングなどのビーム形成を行うが，FMC では位相の制御をしない．一方で，データを後処理することで断面投影図（B スコープ）や平面投影図（C スコープ）の画像を作成することができる．本検討では 16 個の振動子を直線に配置した探触子（5L16-9.6×10：OLYMPUS 社）を用いた．なお，鋼での屈折角が横波 70°となるように設計された樹脂製のウェッジを探触子と組み合わせて用いた．

TFM とは，FMC データの後処理の方法である．FMC で得たマトリクス状の A スコープデータと伝搬モードを用いて B，C スコープ画像を構築するため，マス目状にグリッドを構成してその各々に焦点を作成する合成法である．伝搬モードとは，縦波，横波の違いや，入射波と反射波の対象物以外の想定反射回数の組み合わせのことで，B，C スコープ上で狙い位置付近の感度を最大にするように任意に設定できる．本検討では超音波探傷装置（OmniScan X3：OLYMPUS 社）を用いた．

4.7.3　試験体の概要と導入したき裂の実測結果

FMC/TFM によるき裂寸法の測定方法とその精度を検証するために，疲労き裂を導入した横リブ交差部における U リブ・デッキプレート溶接部を模した試験体を製作した．

試験体の形状および寸法を**図-4.24** に示す．試験体は**図-4.6(b)**に対して横リブに相当する板厚 9mm の鋼板を取り付けたものである．U リブ板厚に対する溶込み深さは 75%以上とし，デッキ進展型き裂を対象とした．き裂寸法の異なる試験体を 7 体用意し，FMC/TFM による測定を試みた．また，比較のためデッキプレート上面から 70°の集束型斜角探触子を用いた超音波探傷試験（以下，斜角 UT）も行った．き裂は**図-4.7(b)**と同様に振動型疲労試験機を用いた疲労試験により導入した．またその際，測定者には**図-4.24** と同じ試験体でき裂を導入していないもの（試験体 4-0）をキャリブレーション用に与える以外は，試験体番号やき裂の情報は伝えていない．

導入した疲労き裂の寸法を実測するために，次項で後述する FMC/TFM でのデータ収集を行っ

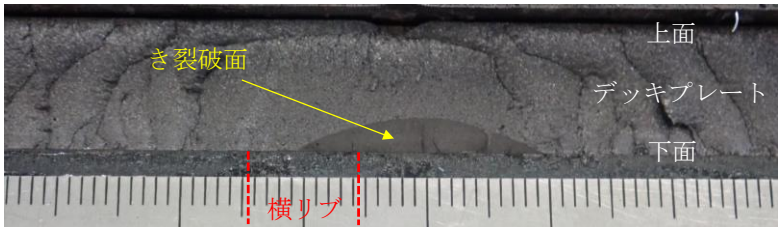


図-4.25　導入したき裂破面（試験体 4-3 の例）

表-4.6　導入したき裂の実測結果

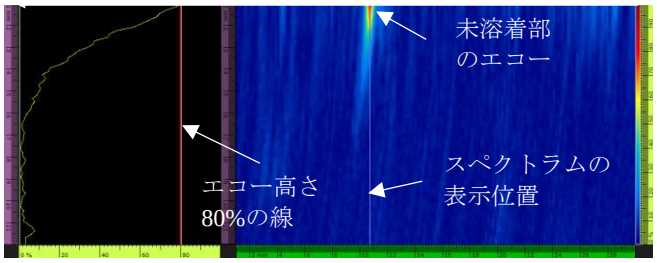
試験体名称	き裂の実測結果								
	き裂長さ (mm)	き裂深さ(mm)							
		x=120	x=130	x=140	x=150	x=160	x=170	x=180	最大
4-1	63.7	0.4	3.3	5.7	6.3	6.1	3.7	0.8	6.3
4-2	51.6	-	-	2.7	4.2	4.4	2.9	0.4	4.4
4-3	23.1	-	-	-	0.2	1.9	0.5	-	1.9
4-4	70.0	0.9	5.0	6.9	7.5	7.0	5.5	1.7	7.5
4-5	45.2	-	0.3	2.8	4.0	4.0	1.9	-	4.0
4-6	41.9	-	-	-	1.9	2.8	-	-	2.8
4-7	44.8	-	-	2.7	3.6	3.4	1.3	-	3.6

図-4.26　FMC/TFM での探傷の様子

た後に，試験体の破面解放調査を行った．破面解放調査は試験体を液体窒素で冷却した後，静的荷重を加えることで，き裂破面を現出させて行った．導入したき裂の一例を**図-4.25** に示す．各試験体において導入したき裂の実測結果を**表-4.6** に示す．調査位置は，溶接線方向に x 軸をとり，試験体の材端を x=0 としている．つまり，x=150 が横リブの中央である．き裂深さの定義は**表-4.2** と同じである．表より最大のものでもき裂深さは 7.5mm であり，最小のものは 1.9mm であった．

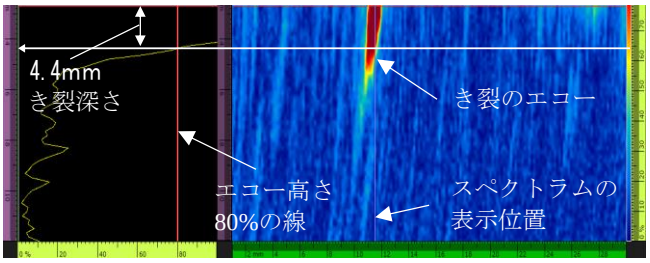
4.7.4　FMC/TFM によるき裂寸法測定方法とその精度

FMC/TFM での探傷の様子を**図-4.26** に，き裂寸法の測定方法を**図-4.27** に示す．**図-4.27** の B スコープ画面は縦軸がデッキプレート下面からの距離，横軸が探触子からの距離を示す断面投影図



スペクトラム　　Bスコープ（断面投影図）

(a) 試験体 4-0 の場合のモニタ画面



スペクトラム　　Bスコープ（断面投影図）

(b) 試験体 4-2 の場合のモニタ画面

図-4.27　き裂寸法の測定方法

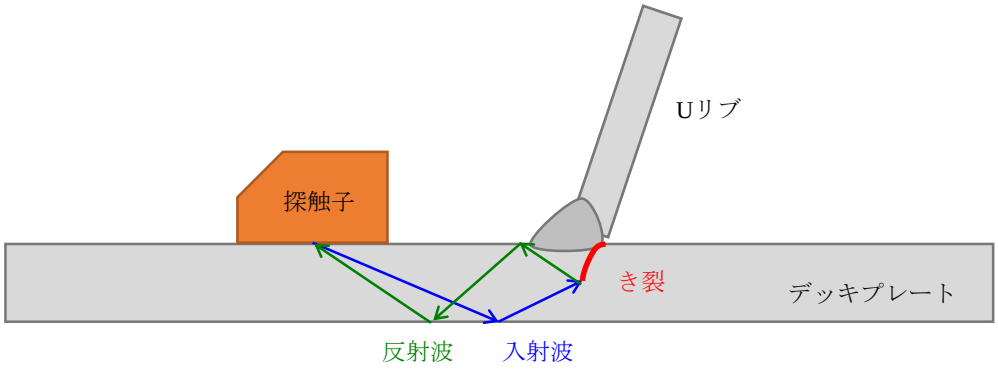
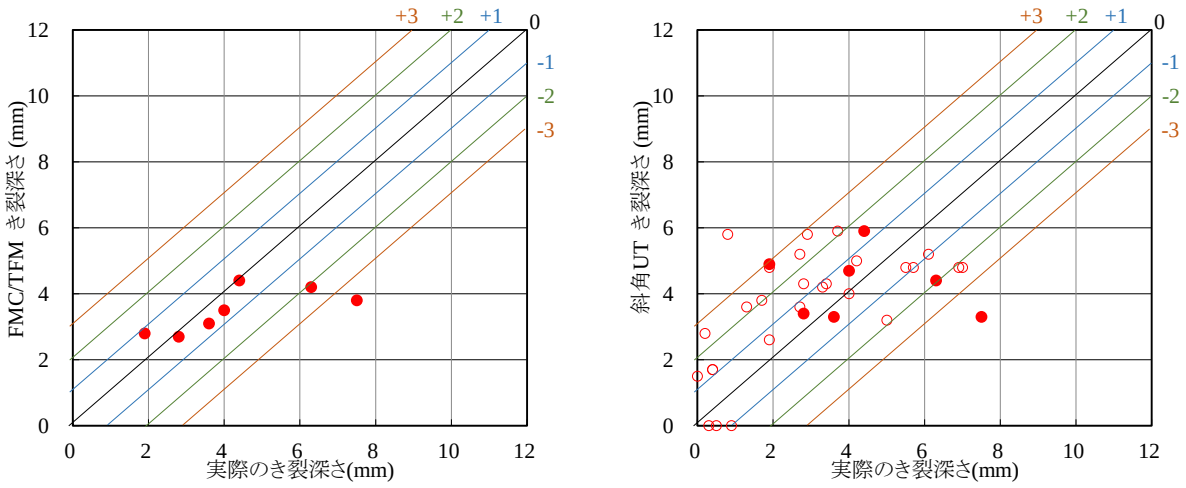


図-4.28　超音波の伝搬モード

を示している．B スコープは，**図-4.28** に示すように入射波がデッキプレート表面で 1 回反射してき裂に到達し，き裂からの反射波はデッキプレート表面で 2 回反射して，探触子に到達することを想定した伝搬モードの場合の開口合成結果がモニタ上に表示されている．なお，この伝搬モードの場合はデッキプレート下面からの距離が短い範囲のエコーを受信しやすい．つまり，き裂が小さい場合を想定した伝搬モードの設定としている．**図-4.27** のスペクトラム画面は縦軸が B スコープ画面と同じくデッキプレート下面からの距離，横軸がエコー高さを示している．

き裂寸法の測定は，まず試験体 4-0 に対して，**図-4.27(a)**に示すように U リブ・デッキプレート



(a) FMC/TFM での測定結果　　(b) 斜角 UT での測定結果

図-4.29　測定値と実測値の比較

溶接部の未溶着部（デッキプレート表面の位置）からのエコー高さがスペクトラム画面上で 80%と表示されるように探傷感度を調整した．結果として，探傷感度は 40dB となった．次に，計測装置の設定を変えずに，**図-4.26** に示すように U リブとデッキプレートおよび横リブとデッキプレートの双方の溶接線に対して概ね 45°となるように探触子をあて，探触子の角度を微調整し，き裂深さが最大となるエコー画像を記録した．最後に，**図-4.27(b)**に示すように記録したスペクトラム画像からエコー高さが 80%となるデッキプレート下面からの距離をき裂深さとして測定した．1 箇所あたりの計測時間は斜角 UT と同程度であり，本検討では 1 分もかからない程度であった．

FMC/TFM による測定値と実測値の比較を**図-4.29(a)**に示す．1.9～4.4mm のき裂深さのき裂に対しては誤差±1mm 以内で計測できている．6mm 以上のき裂深さのき裂は誤差が大きいが，本研究では未溶着部からの反射エコー高さを基に設定を一定として探傷したため，き裂先端が未溶着部から離れると精度が低下するものと思われる．伝搬モードを変更することでき裂深さの比較的大きなき裂の探傷精度を上げることも可能と考えられるが，横リブ交差部のき裂有無を判断することは本検討の結果からも十分可能である．比較のため実施した斜角 UT による測定値と実測値の比較を**図-4.29(b)**に示す．斜角 UT は支障物がないデッキプレート上面から探傷したため，**表-4.6** の実測結果と同様に 10mm 間隔で計測した．図中の塗り潰しが FMC/TFM による測定値と同様に各試験体の最大き裂深さの際の比較を，白抜きは最大き裂深さの位置以外での比較を意味する．斜角 UT は今回の探傷のように片面片側からの測定では，一般的に測定精度に 2mm 程度のばらつきがみられることが知られるが [28]，3mm 程度のばらつきがみられた．斜角 UT はき裂調査の方法として一般に実務で用いられている方法であるが，FMC/TFM はそれよりも精度良く横リブ交差部のき裂を検知できることがわかる．また，斜角 UT はデッキプレート上面から探傷する必要があり，実橋では交通規制や舗装撤去が必要となるが，FMC/TFM はデッキプレート下面から探傷することができる．以上より，横リブ交差部での探傷方法として FMC/TFM が有効な方法であると考えられる．

ここで本検討は，デッキ進展型き裂に対して塗膜の影響がない場合での検討である．この方法

の信頼性確保のため，ビード進展型き裂に対する検討や，塗膜の影響検討など，さらなる実験データの蓄積が必要である．

4.8　まとめ

鋼床版の U リブ・デッキプレート溶接部を対象として，デッキ進展型き裂とビード進展型き裂を検出する非破壊検査方法として PAUT を選定し，疲労試験で導入したき裂を用いてき裂寸法測定方法の検討と精度の検証を行った．また，PAUT で探傷が困難な横リブ交差部に関する探傷法の検討を行った．既往の研究[10]で使用された人工スリットではなく，実際の疲労き裂を用いたことでより実践的な結果を得ることができた．以下に本研究のまとめを述べる．

(1) デッキ進展型き裂に対して，3 経路のエコーによる測定方法を比較した結果，き裂長さはデッキプレート上面で反射した後，き裂破面で反射したエコー（経路 c）を，き裂深さはき裂先端部で散乱したエコー（経路 b）を用いることにより精度よく測定できることが示された．

(2) デッキ進展型き裂に対して，き裂深さが 2.2mm 以上の範囲では，誤差±1.5mm 以内の精度で測定できることが示された．

(3) デッキ進展型き裂に対して， PAUT ではき裂長さを小さめに評価する傾向にあり，き裂長さの測定値は実測値の 94%程度であった．

(4) ビード進展型き裂に対して，2 経路のエコーおよび 3 種類の判読方法による測定方法について比較した結果，き裂長さや深さは U リブウェブの内面側で反射した後，き裂破面で反射する成分（経路 e）を用いて，先端部近傍で信号レベルがピークの点と，デッキプレート側の探触子でき裂なしと判断した箇所において測定したルートの未溶着部先端位置との間の距離から評価する方法（方法 A）が精度よく測定できることが示された．

(5) ビード進展型き裂に対して，き裂深さが 2.8mm 以上の場合，概ね±2.0mm 以内の誤差で測定できることが示された．

(6) ビード進展型き裂に対して， PAUT はき裂長さを若干大きめに評価する傾向にあり，き裂長さの測定値は実測値の 100～102%であった．

(7) 塗膜の有無により測定精度は変化するものの， PAUT により塗膜の上からの探傷も可能であることが示された．ただし，塗膜がある場合の測定精度の向上は今後の課題である．

(8) 横リブ交差部のデッキ進展型き裂に対して，FMC/TFM が有効な方法であることが示された．ただし，ビード進展型き裂に対する探傷や，塗膜がある場合の影響検討は今後の課題である．

参考文献

1) 土木学会：鋼構造シリーズ 19 鋼床版の疲労 2010 年改訂版，2010.

2) 土木学会：鋼構造シリーズ 22 鋼橋の疲労対策技術，2013.

3) 下里哲弘，若林登，稲葉尚文，冨田芳男，小野秀一，渡辺真至：疲労損傷を受けた鋼床版における SFRC 補強後の疲労耐久性検証試験，土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集，I-022, pp. 43-44, 2007.

4) 村越潤，森猛，幅三四郎，小野秀一，佐藤歩，高橋実：デッキ進展き裂を有する鋼床版に対する SFRC 舗装のき裂進展抑制効果，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.75，No.2，pp.194-205，2019.
5) 村越潤，高橋実，小池光裕，木村友則：臨界屈折角近傍に調整した超音波斜角探触子による鋼床版デッキ進展き裂の探傷法の検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 68, No. 2, pp. 453-464, 2012.
6) 村野益巳，木ノ本剛，齊藤豪：鋼床版デッキプレート方向き裂の半自動超音波探傷方法，土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集，VI-071, pp. 141-142, 2008.
7) 杉山裕樹，崎谷淨，小林寛，田畑晶子，山上哲示，塚本成昭，高村義行：フェイズドアレイ超音波探傷を用いた鋼床版デッキプレート貫通き裂調査，第 28 回日本道路会議論文集，40011, 2009.
8) 白旗弘実，上栗拓真：フェーズドアレイ超音波探傷法による鋼床版デッキプレート進展き裂の非破壊評価，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 72, No. 1, pp. 206-219, 2016.
9) 白旗弘実，上田竜輝：鋼床版 U リブ溶接部に発生するビード進展疲労き裂のフェーズドアレイ超音波探傷法，構造工学論文集，Vol. 62A, pp. 1180-1193, 2016.
10) 八木尚人，鈴木俊光，若林登，村野益巳，三木千壽：鋼床版トラフリブ溶接部の内在疲労き裂に対するフェーズドアレイ超音波探傷試験の適用，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 72, No. 3, pp. 393-406, 2016.
11) Makita, T., Sakai, H., Suzuki, T. and Yagi, N.: Phased array ultrasonic inspection of rib-to-deck welded joints in orthotropic steel decks, *19th IABSE Congress Stockholm*, 2016.
12) 塚本成昭，勝島龍郎，杉岡弘一，岡本亮二，白石彰：渦流探傷技術を用いた鋼床版デッキ貫通き裂検査装置の精度検証，土木学会第 70 回年次学術講演会講演概要集，I-387, pp. 773-774, 2015.
13) 溝上善昭，小林義弘，和泉遊以，阪上隆英：赤外線サーモグラフィを用いた温度ギャップ検知による鋼床版デッキプレート―U リブ間の溶接部に生じる疲労亀裂の遠隔検出，鋼構造論文集，第 22 巻，第 87 号，pp. 47-56, 2015.
14) 阪上隆英，和泉遊以，小西拓洋，松岡洋平：自己相関ロックイン赤外線サーモグラフィによる鋼床版のデッキ進展き裂検出～現場計測による適用可能性の検証～，土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集，I-287, pp. 573-574, 2012.
15) 山田健太郎，Ya Samol：U リブすみ肉溶接のルートき裂を対象とした板曲げ疲労試験，構造工学論文集，Vol. 54A, pp. 675-684, 2008.
16) Ya Samol，山田健太郎，石川敏之，村井啓太：デッキプレートと U リブの溶接ビードを貫通する疲労き裂の耐久性評価，鋼構造論文集，第 16 巻，第 64 号，pp. 11-20, 2009.
17) 山田健太郎，小薗江朋尭，小塩達也：垂直補剛材と鋼床版デッキプレートのすみ肉溶接の曲げ疲労試験，鋼構造論文集，第 14 巻，第 55 号，pp. 1-8, 2007.
18) 森猛，鳴原志保，中村宏：溶接溶け込み深さを考慮した鋼床版デッキプレート・トラフリブ溶接部の疲労試験，土木学会論文集 A，Vo.62, No. 3, pp. 570-581, 2006.

19) 平山繁幸，内田大介，小笠原照夫，井口進，大西弘志：鋼床版デッキ・U リブ溶接部に生じるビード進展き裂の発生および進展経路に関する考察，鋼構造論文集，第 22 巻，第 85 号，pp. 71-84, 2015.
20) 齊藤史朗，川畑篤敬，井口進，宮下敏，杉山裕樹：ビード貫通き裂の発生した鋼床版 U リブ溶接部の形状について, 土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集, I-158, pp. 315-316, 2011.
21) 川畑篤敬，井口進，廣中修，鈴木統，齊藤史朗：鋼床版のデッキプレートと縦リブ溶接部を対象とした移動輪荷重試験，第 5 回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp. 247-252, 2006.
22) 有馬敬育，村越潤：輪荷重走行試験による鋼床版デッキプレート進展亀裂の再現，土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集，I-543, pp. 1083-1084, 2006.
23) 菊池孝雄，児玉孝喜，後藤和満：湘南大橋における鋼床版の疲労対策，鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，Vol. 10, pp. 1-10, 2007.
24) 日本非破壊検査協会：［非破壊検査技術シリーズ］超音波探傷試験 III, 2017.
25) 日本道路協会：鋼道路橋防食便覧，2014.
26) ISO: ISO 8501-1, Preparation of steel substrates before application of paints and related products - Visual assessment of surface cleanliness - Part 1: Rust grades and preparation grades of uncoated steel substrates and of steel substrates after overall removal of previous coatings, 2007.
27) 林恭平，上林正和，青木清隆，中畑和之：複雑な形状から内部をイメージングするアダプティブ超音波探傷技術，三菱重工技報，Vol.56，No.1，2019.
28) 日本非破壊検査協会：超音波探傷試験 III，2001.

第 5 章　ルートき裂に対する UHPFRC 敷設による対策方法の検討

5.1　はじめに

U リブ・デッキプレート溶接部のルートき裂の対策として，当て板補強，溶接による補修，部材取替え，舗装材料の変更による補強などが行われている [1)]．これらのうち舗装材料の変更による補強は面的な対策であり，予防保全を主な目的として実施される対策である点で，他の対策とは位置づけが異なる．U リブ・デッキプレート溶接部は鋼床版の全面にわたって一定間隔で存在するため，き裂がまだ生じていない箇所に対する予防保全対策の必要性も考慮すると，面的な対策である舗装材料の変更による補強が合理的な対策と考えられる．

舗装材料の変更による補強は，U リブ・デッキプレート溶接部の疲労き裂の原因の一つであるデッキプレートの局部変形を抑制するために，従来のアスファルト舗装をより剛性が高く，弾性係数の温度依存性が小さい舗装材料に変更する補強方法である．既往の研究では舗装材料として主にセメント系材料が検討されている [2)-15)]．その中でも，鋼繊維補強コンクリート（以下，SFRC）を敷設する対策（以下，SFRC 敷設）が多く検討されており [2)-9)]，施工実績も多数存在する [例えば 16)-18)]．

SFRC 敷設では，発生したき裂に対して，例えばストップホールや溶接による補修などの処理（以下，き裂処理）を施した上で敷設する方法が一般的である．一方，デッキ進展型き裂に対しては，き裂寸法が十分小さい場合など，条件によってはき裂処理を施さずに SFRC 敷設のみでき裂進展を抑制できる可能性が示されている [19)]．定期的な調査でき裂を小さい段階で発見した後，そのき裂を対策するまで監視し，対策時点でのき裂の寸法から進展性を評価した上でき裂処理を省略し対策をするという維持管理シナリオを考えると，SFRC 敷設によるき裂進展抑制効果の更なる検討とともに，存置するき裂の寸法を SFRC よりも幅広く許容できる敷設材の適用が望まれる．

デッキ進展型き裂のき裂先端の応力は，敷設材の弾性係数がある程度高いと低減効果の頭打ちの可能性があるものの，高いほど低減されると考えられる [19)]．また，SFRC より弾性係数が高く，材料費は 1.4 倍程度するが，SFRC 敷設と同様の施工機械で現場施工が実現可能な材料として超高性能繊維補強セメント系複合材料（以下，UHPFRC）が開発されつつある [20)]．UHPFRC とは，圧縮強度が 150N/mm^2 以上，ひび割れ発生強度が 4N/mm^2 以上，引張強度が 5N/mm^2 以上であり，SFRC と比較して 1.4 倍程度の弾性係数を有するセメント系材料のことである．普通コンクリートに比べ，透気係数が約 1/1000，塩化物イオン拡散係数が約 1/100 と遮断性も高い [21)]．以上を踏まえると，き裂処理を省略する維持管理シナリオにおいて UHPFRC は SFRC より敷設材として適している可能性がある．これまでに，UHPFRC と材料特性の類似な舗装材料を鋼床版上に敷設した合成構造化に関する既往研究はいくつかある [12)-15)]．しかし，UHPFRC を敷設する対策（以下，UHPFRC 敷設）の，デッキ進展型き裂の進展を抑制する効果や，対策そのものが有する耐久性について十分に明らかにされていないのが現状である．

そこで本研究は，鋼床版の U リブ・デッキプレート溶接部を対象として，UHPFRC 敷設によるデッキ進展型き裂の進展抑制効果を明らかにするとともに，対策自体の疲労耐久性を確認することを目的とした．具体的には，輪荷重走行試験および有限要素解析により，対策前後のデッキ進展型き裂の進展状況や応力拡大係数，敷設した材料やデッキプレートとの界面の疲労耐久性を検

討した．加えて，対策後のデッキ進展型き裂に対する進展状況のデータを増やす目的で定点疲労試験を行った．それらの検討より，一般に用いられる SFRC 敷設と比較して，UHPFRC 敷設の対策効果を明らかにした．さらに，UHPFRC 敷設によるビード進展型き裂に対する対策効果に関しても解析的に考察した．

5.2　輪荷重走行試験の概要

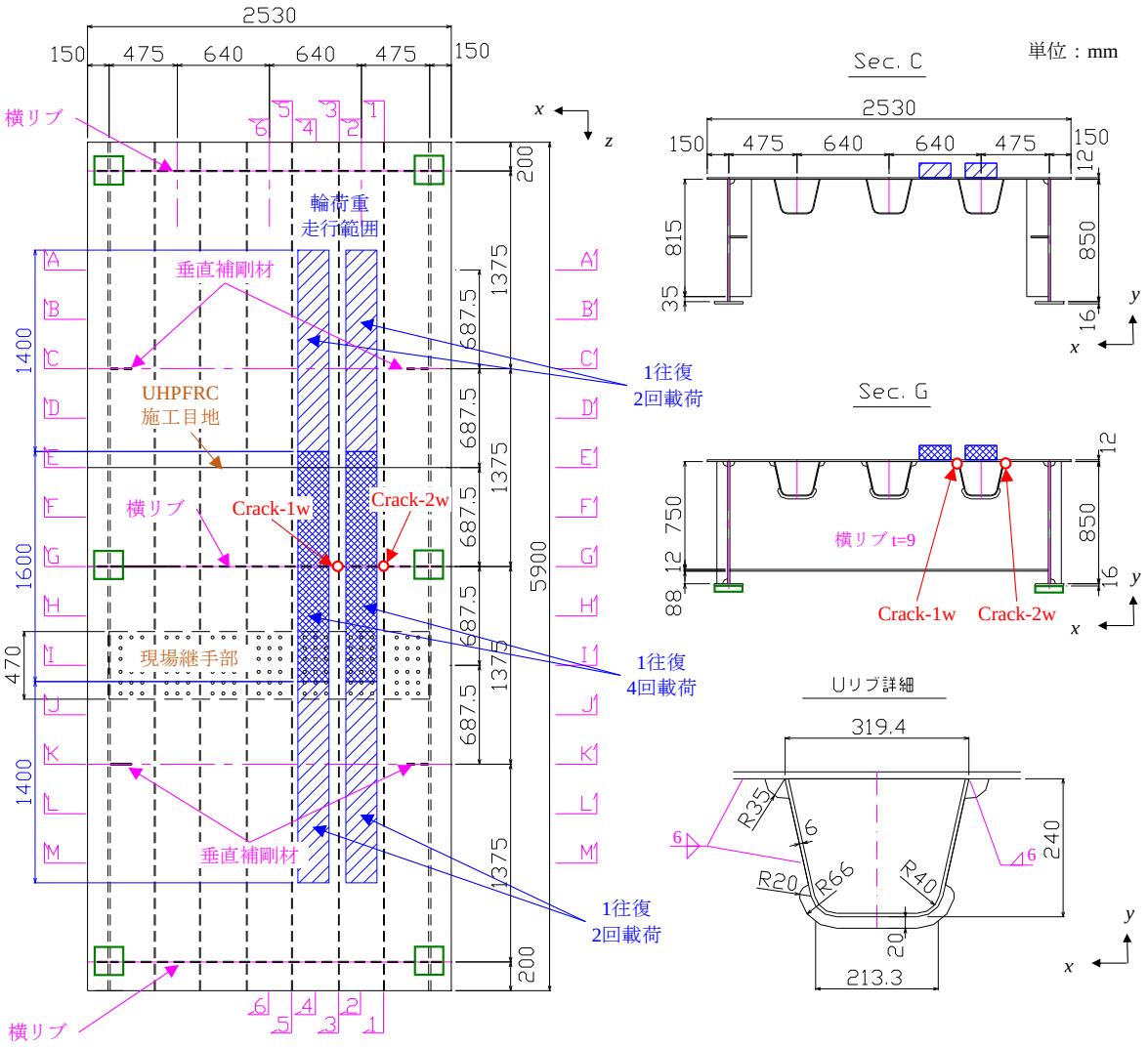
UHPFRC 敷設前後でのき裂の進展状況，UHPFRC の材料自体やそのデッキプレートとの界面の疲労耐久性を確認するため，輪荷重走行試験を実施した．

5.2.1　輪荷重走行試験の鋼床版試験体

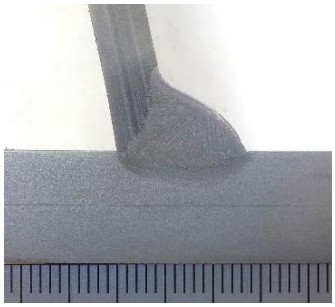
輪荷重走行試験の鋼床版試験体を**図-5.1** に示す．ここで，全体座標系 x, y, z を**図-5.1** に示すように定義し，本章の輪荷重試験においてはこの座標系を用いる．試験体は横リブ 3 本，U リブ 3 本を有する鋼床版橋の部分モデルとした．寸法は SFRC 敷設の検討で用いられた輪荷重走行試験の試験体[4)]を参考に，デッキプレートの板厚を 12mm，U リブの寸法を 320 mm×240 mm×6mm，U リブの中心間隔を 640mm，U リブのスパンを 2750mm とした．なお，本試験体と実橋の鋼床版 1 パネル（主桁と橋軸方向現場継手部に囲まれた横リブ 3 本，U リブ 8 本のパネル，支持条件は横リブ下端を固定）をモデル化した有限要素解析を実施し，U リブとデッキプレートの交差部より 10mm 離れたデッキプレート下面の橋軸直角方向の応力の影響線を比較したところ，**図-5.2** に示すように両者の違いは 2%以下であったため, 本試験体は実橋の局部応力挙動を再現できていると考えられる．

本章の輪荷重試験においては断面名称を**図-5.1(a)**のように定義する．橋軸方向（z 軸方向）の断面位置は，U リブスパン（2750mm）を 8 等分するように輪荷重の走行範囲に対して設定し，それぞれを A～M と呼ぶ．以下，“Sec. ○”と記す．Sec. C，K が U リブのスパン中央の断面，Sec. G は横リブと交差する断面にあたり，本章では主に Sec. C，G に着目する．橋軸直角方向（x 軸方向）の断面位置は, U リブ間隔（640mm）を 4 等分するように設定し, それぞれを 1～6 と呼ぶ. 以下, “Line △”と記す．Line 1，3，5 が U リブ・デッキプレート溶接部にあたり，本章では主に Line 3 に着目する．

鋼材のミルシートに記載のある機械的性質および化学成分を**表-5.1** に示す．U リブとデッキプレートの溶接は，試験体製作に先立ち実施した溶接施工試験において溶接溶込み量が U リブ厚の 75%以上となることが確認できた溶接条件で実施した．なお，2002 年の道路橋示方書以前の基準では溶接溶込み量の規定がないものの，**第 2 章**で示したように溶接溶込み量が大きい方がビード進展型き裂よりもデッキ進展型き裂が発生しやすいと考えられるため, 2002 年の道路橋示方書以降の溶接溶込み量とした．具体的には，2 電極 2 プールの CO_2 ガスシールド半自動溶接により行い，溶接姿勢は JIS Z 3011 の PB（水平すみ肉）とし，溶接脚長が 6mm 以上となるようにした．U リブには深さ 5mm, 角度 58°のレ型開先を設けた. 溶接条件は先行する電極を電圧 31V, 電流 380A, 後行する電極を電圧 40V，電流 310A とし，2 つの電極の間隔を 75mm，速度を 800mm/min とした．使用した溶接材料は JIS Z 3313 の T49J 0T1-0CA-U（ワイヤー径 1.4mm）である．なお，この溶接条件は実橋製作で実績のある方法となるように留意して設定している．試験体製作と同じ条

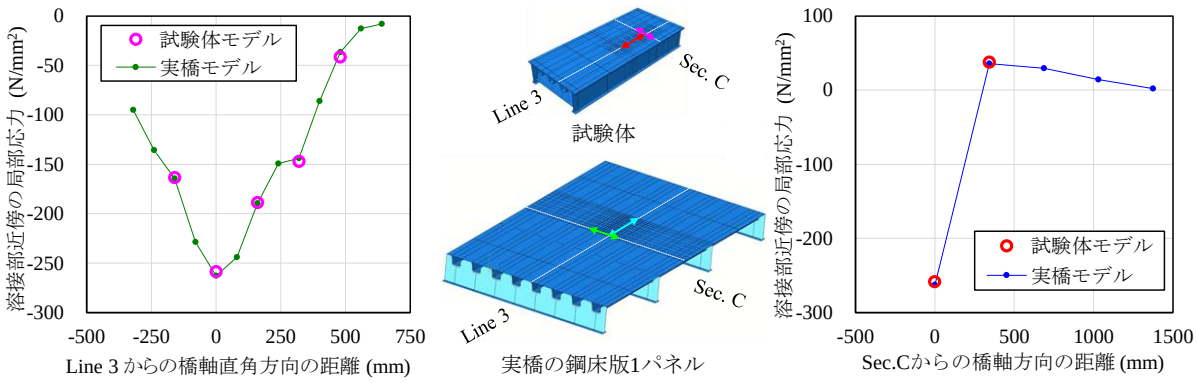


(a) 試験体の図面



(b) U リブ・デッキプレート溶接部の断面写真

図-5.1　輪荷重走行試験の鋼床版試験体



(a) 橋軸直角方向の影響線　　(b) 橋軸方向の影響線

図-5.2　輪荷重走行試験の鋼床版試験体と実橋の鋼床版 1 パネルとの応力の影響線の比較

表-5.1　鋼部材に使用した鋼材の機械的性質および化学成分

部材	鋼種	板厚 (mm)	機械的性質			化学成分(%)				
			降伏点 (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	伸び (%)	C	Si	Mn	P	S
デッキプレート	SM490YA	12	414	536	30	0.15	0.34	1.36	0.013	0.004
Uリブ	SM490A	6	380	528	19	0.16	0.30	1.36	0.012	0.003
横リブウェブ	SM490YA	9	543	602	20	0.16	0.33	1.40	0.017	0.004
横リブフランジ	SM490YB	12	418	543	27	0.16	0.36	1.30	0.012	0.003
主桁	SM490YB	16	471	537	21	0.15	0.21	1.07	0.017	0.004
主桁垂直補剛材	SM490YA	12	435	514	23	0.14	0.18	1.08	0.016	0.004

表-5.2　敷設材に使用した UHPFRC の基本配合

フロー値 (mm)	空気量 (%)	単位使用量(kg/m³)					
		水	結合材※	細骨材	高性能減水剤	収縮低減剤	鋼繊維
225±25	3.0	195	1287	905	29.6	12.9	235.5 (3.0vol.%)

※結合材はポルトランドセメント，ポゾラン材およびエトリンガイト生成系混和材で構成されたもの

件で溶接したときの断面写真を**図-5.1(b)**に示す．また，実際の試験体の溶接溶込み量と溶接脚長を Sec. G の Line 1， 3 の 2 箇所で測定し，平均したところ，溶接溶込み量は U リブ厚の 83.7%，溶接脚長はデッキプレート側で 7.3mm，U リブ側で 6.9mm であった．

試験体の支持は**図-5.1(a)**に緑枠で示す位置の主桁下フランジを剛な支持架台上に置き，互いをクランプにより固定することで行った．

5.2.2　UHPFRC 敷設

敷設材に使用した UHPFRC の基本配合を**表-5.2** に示す．鋼繊維に長さ 15mm，径 0.2mm，引張強度 2000N/mm² 以上のものを用いた．施工厚については，既設アスファルト舗装の全厚（75～80mm）を変更する対策事例もあるが，本研究では 40mm とした．これは，高速道路への適用を想定すると，路面の滑り抵抗性やハイドロプレーニング現象防止の観点から，表層は排水性のアスファルト舗装が必要となるためである．UHPFRC の密度は表より 2.47t/m³ となる．既設アスファ

表-5.3　接着剤の主な材料特性

外観		混合比	硬化物比重	圧縮強さ	圧縮弾性係数	曲げ強さ	引張接着強さ	ガラス転移点
主剤	硬化剤							
白色ペースト状	青色液体	主剤：硬化剤=5：1 (重量比)	1.40±0.20 (JIS K 7112)	50N/mm^{2}以上 (JIS K 7181)	1000N/mm^{2}以上 (JIS K 7181)	35N/mm^{2}以上 (JIS K 7171)	10N/mm^{2}以上 (JIS K 6850)	50℃以上

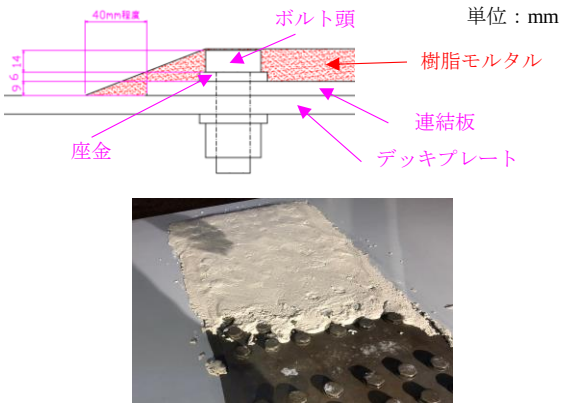


図-5.3　現場継手部と樹脂モルタルによる平滑処理

表-5.4　樹脂モルタル補修材の主な物性値

圧縮強度	弾性係数	曲げ強度	割裂引張強度
111.0N/mm^2 (JIS A 1108)	20.7kN/mm^2 (JIS A 1149)	39.6N/mm^2 (JIS A 1106)	18.9N/mm^2 (JIS A 1103)

ルト舗装（グースアスファルト）や，SFRC 舗装は密度が 2.35t/m^3 程度であり若干 UHPFRC の方の密度が大きい．ただし，それに伴う死荷重の増加は橋面 1m^2 あたり 6.8kg 程度である．

UHPFRC とデッキプレートとは接着剤により合成した．敷設材とデッキプレートの合成方法には主にスタッドと接着剤の 2 種類が用いられているが，スタッドは条件により疲労破断することが報告されているため [7), 15)]，施工の容易さも考慮して本研究では接着剤による合成方法を採用した．接着剤には，SFRC 敷設で実績がある主剤にエポキシ樹脂，硬化剤に脂肪族ポリアミンを使用した高耐久性のエポキシ系接着剤を使用し，塗布量は 0.4kg/m^2 とした．その主な材料特性を表-5.3 に示す．

本試験に先立ち予備検討として幅 5m，長さ 8m の鋼板に 40mm 厚で UHPFRC を敷設した．その結果，現場継手部直上の UHPFRC に材料の収縮によるひび割れが発生した．このことより現場継手部が対策自体の疲労耐久性を検討する上で必要な部位と考え，載荷範囲内に現場継手部を設けた．具体的には，実橋を参考に，現場継手部には図-5.3 に示す連結板（厚さ 9mm），座金（厚さ 6mm），ボルト頭（厚さ 14mm）の凹凸を設けた．現場継手部は樹脂モルタル補修材で図-5.3 のように平滑に処理した上で，接着剤を塗布し，UHPFRC を敷設した．樹脂モルタル補修材は文献 22) と同じものを用いており，その主な物性値を表-5.4 に示す．

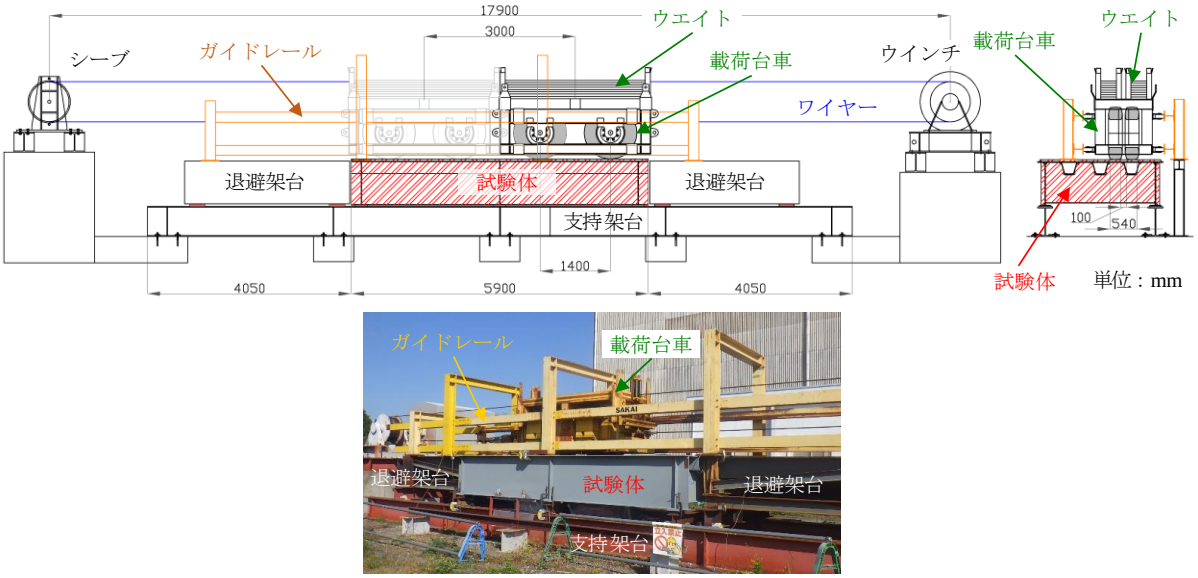


図-5.4　輪荷重走行試験機

また，実橋での施工を想定すると，橋軸方向の UHPFRC 施工目地の疲労耐久性も確認しておく必要があるため，載荷範囲内に UHPFRC 施工目地を設けた．UHPFRC 施工目地は先行で敷設する際に型枠で目地を作り，翌日に目地面を処理することなく残る部分を敷設することで設けた．目地部に接着剤や結合部材は施していない．

5.2.3　輪荷重走行試験機

輪荷重走行試験機を**図-5.4** に示す．タンデム軸（軸間隔 1.4m）のダブルタイヤを有する載荷台車が，3m の範囲を毎分 6 往復するものを使用した．輪荷重走行試験機は屋外に設置されている．輪荷重走行範囲は**図-5.1(a)**に示す青色ハッチの部分であり，ダブルタイヤの中心が Line 3 を通るようにした．既往の研究 [2), 23)]より，Line 3 のように溶接線を跨ぐ載荷位置はその直下のデッキプレートと U リブのルートの応力が最も高くなる位置であることが明らかにされているためである．タンデム軸の載荷台車が往復するため，ダブルタイヤ 1 組の荷重が濃いハッチの範囲で 1 往復に 4 回載荷，薄いハッチの範囲で 1 往復に 2 回載荷されることになる．なお，載荷回数は，1 往復に 4 回載荷されるとして計算した回数としている．

ダブルタイヤ 1 組の荷重は，車両制限令の最高限度である 5 トンに道路橋示方書 [24)]の衝撃の影響（衝撃係数 0.4）を加えた 70kN とした．用いたタイヤはタイヤ外径 1060mm，空気圧 8kg/cm^2 であり，70kN を載荷すると文献 4)で示されるタイヤ接地形状測定結果のときと同じ条件となる．載荷台車はタンデム軸であるため，ウエイトは 70kN の 2 倍の 140kN としている．

5.2.4　ひずみ計測

後述する Step 1, 3, 4 の疲労試験の開始時，試験中および終了時に，試験体のひずみをひずみゲージにより測定した．ひずみゲージには，鋼床版に対してゲージ長 1mm のものを，UHPFRC に対してゲージ長 30mm のものをそれぞれ用いた．

鋼床版のひずみは，Sec. C，G の Line 1, 3, 5 にあたる U リブ・デッキプレート溶接部の溶接止端から 5mm 離れた位置のデッキプレート下面において計測した．また，Sec. C においては，上記に加え Line 4 と交差する位置および主桁垂直補剛材の溶接止端から 5mm 離れた位置でも計測した．ひずみの測定方向は全て橋軸直角方向である．本章で示す応力は，ひずみの測定値に対して鋼材の弾性係数 206,000N/mm^2 を乗じて求めたものである．

UHPFRC のひずみは，Sec. C, G と Line 3 が交差する位置の UHPFRC 上面において計測した．ひずみの測定方向は橋軸方向および橋軸直角方向である．

ひずみ計測は, 載荷台車の繰返し走行を一旦停止し, 除荷した状態でイニシャル値をとった後, 任意の載荷位置まで移動して停止させた状態で行った．そのため，輪荷重が走行することによる振動などの動的な影響は測定値に含まれていない．計測のタイミングは概ね 20 万回ごととし，ひずみに変化がみられた場合は適宜計測間隔を短くした．

5.2.5　試験の流れ

輪荷重走行試験は以下の流れで実施した．括弧内の数値はき裂が発生した溶接部におけるダブルタイヤ 1 組の載荷回数である．

Step 1w　鋼床版のみの状態での疲労試験（126 万回）

Step 2w　き裂処理を施さずに UHPFRC を敷設

Step 3w　敷設後の自然環境状態での疲労試験（102 万回）

Step 4w　敷設後の水張状態での疲労試験（101 万回）

Step 5w　UHPFRC の引抜試験

Step 6w　デッキ進展型き裂の破面観察

Step 1w はデッキ進展型き裂を試験体に導入する目的で実施した．57 万回載荷時に，Sec. G の Line 1, 3 にあたる U リブとデッキプレートの溶接止端から 5mm 離れた位置のひずみ値にそれぞれ変化がみられたため, デッキプレート上面から 70 度の集束型斜角探触子を用いた超音波探傷試験を行い, き裂の発生を確認した．き裂は**図-5.1(a)**に赤丸で示した U リブと横リブの交差部（Line 1, 3 と Sec. G が交差する位置）のルートから生じ，デッキプレートへ進展した．それぞれを Crack-1w，Crack-2w と呼ぶ．き裂確認後は定期的に超音波探傷試験によりき裂進展をモニタリングしながら試験を継続した．超音波探傷試験により推定した Crack-2w のき裂深さが 10mm を超えた 126 万回の時点で載荷を終了した．載荷終了時点でのき裂深さの推定値は Crack-1w が 8.5mm，Crack-2w が 10.6mm である．なお，本章で示すき裂深さとはデッキプレートに垂直な面内に投影したき裂深さのことを意味する．その後，UHPFRC 敷設時のき裂の寸法を記録する目的で，青ニスを U リブ内面からき裂部周辺に吹き付けることにより，き裂面にダイマークを残した．

Step 2w では，き裂処理を施さずにき裂を存置した状態でデッキプレート上面に UHPFRC を敷設した．敷設の手順は以下のとおりである．

1) 現場継手部を設置した．その後，デッキプレート上面をショットブラストにより除錆度が ISO Sa2・1/2 程度となるよう研掃した．研掃後に戻り錆を防止するため，防錆剤（鋼材用エポキシ樹脂プライマー）を 0.3kg/m^2 塗布した．防錆剤の引張接着強さは 10N/mm^2 以上(JIS K 6850) であり，エポキシ系接着剤と同等の強度を有する．
2) 現場継手部に対して，**図-5.3** に示す樹脂モルタル補修材による平滑処理を実施した．

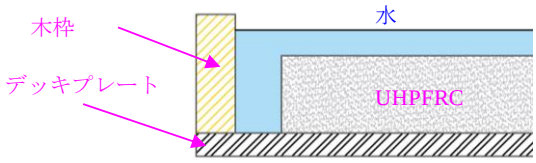


図-5.5　UHPFRC の端部の水張状態

3) デッキプレート上面に高さ 40mm の型枠を取り付け，接着剤を塗布した．その後，接着剤の可使時間内に UHPFRC を敷設した．敷設ではフィニッシャなど施工機械を使わず，材料の自己充填と人力（タンピングおよびコテ）での表面仕上げとした．なお，この材料を用いた予備検討において勾配が 5%までは不具合なく施工できることが確認されている [20]．仕上げ高さは型枠の上に角鋼管を滑らせ擦り切ることで管理した．この作業は UHPFRC 施工目地を境に 2 日間に分けて実施した．敷設時の外気温は 11～14℃であった．
4) 敷設直後にビニールシートで覆い，6 日間封緘養生した後，シートを撤去して試験開始まで屋外ヤード（静岡県富士市）に 11 月中旬から 1 月中旬まで暴露した．試験開始時（敷設より 56～57 日後）の JIS A 1149 に則って求めた弾性係数は 44.1kN/mm^2 であり，上面には目視できる収縮ひび割れはなかった．なお，UHPFRC 敷設を夏季に実施する場合は表面からの乾燥ひび割れが発生しやすいため，敷設後速やかな水分逸散対策が必要になると考える．

Step 3w, 4w は存置したき裂，UHPFRC およびそのデッキプレートとの界面に輪荷重走行による繰返し荷重を与える目的で実施した．輪荷重の走行位置は Step 1w と同じ Line 3 とした．厳密には UHPFRC 敷設後において最も厳しい載荷位置は溶接線直上載荷の Line 4 となるが，Line 3 との局部応力の差は Sec. C において 5%程度しかないことから走行位置は同じとしている．まず，Step 3w では，Step 1w と同じ条件下で 102 万回載荷した．本研究で用いた輪荷重走行試験機は屋外に設置されているため，これを自然環境状態での試験と称している．他の敷設材を用いた既往の研究において，水の影響により敷設した材料やデッキプレートとの界面の疲労耐久性が低下した事例が報告されている [25), 26)]ため，Step 4w では UHPFRC が水に浸かるような水張状態として，試験を継続した．水張状態は**図-5.5** に示すように UHPFRC の端部が浸水するようなプールにより作成した．水張状態下では 101 万回載荷した．Step 4w 終了後に Line 1，3，5 の溶接部に対して超音波探傷試験を，U リブと横リブの溶接部やデッキプレートと主桁垂直補剛材の溶接部に対して磁粉探傷試験を実施したが，Step 1w で発生したき裂以外のき裂はみつからなかった．

Step 5w は UHPFRC とデッキプレートとの残存付着強度を確認する目的で行った．引抜試験は UHPFRC 上面からデッキプレートまでの直径 80mm のコアを削孔し，コアの上面に接着した引抜治具に引張荷重を与えることで実施した．なお，現場継手部はボルト頭との干渉があるため直径 50mm のコアとし，樹脂モルタル補修材もコア削孔している．

Step 6w では，存置したき裂の進展状況を確認する目的でマクロ破面観察を実施した．き裂を含むデッキプレートを部分的に切り出し，液体窒素に浸漬してからき裂裏面に万能試験機で線荷重を与え，き裂面を露呈した．また，き裂深さが最大となる位置で切断して，断面の観察も行った．

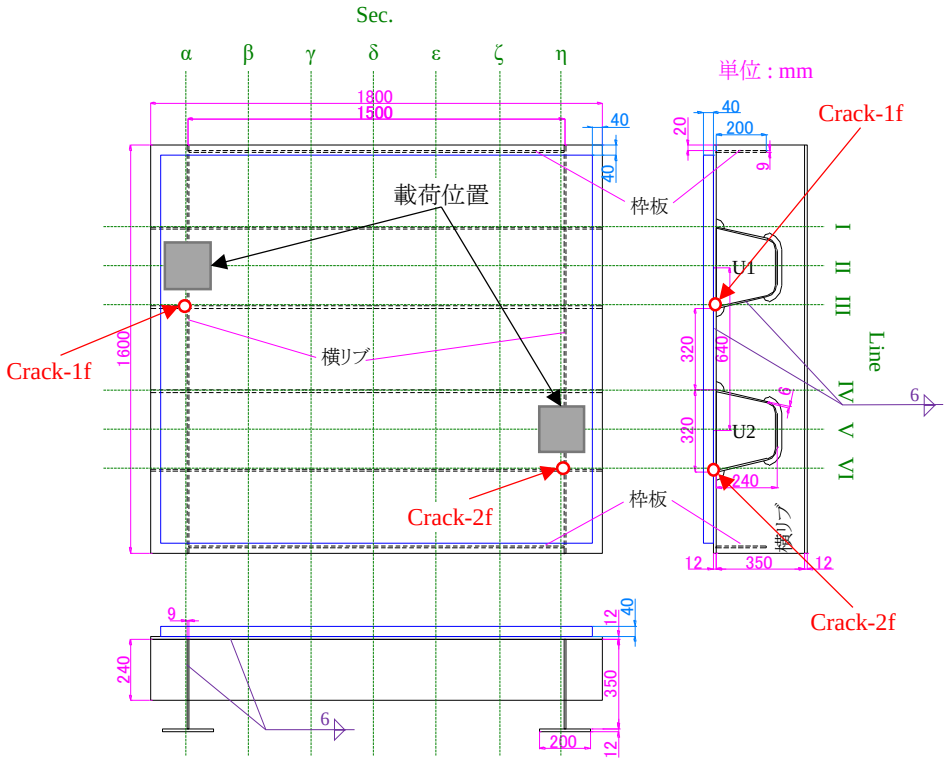


図-5.6　定点疲労試験の鋼床版試験体

5.3　定点疲労試験の概要

輪荷重走行試験はデッキ進展型き裂が 2 箇所発生し，さらに UHPFRC 敷設後に 70kN（0.677N/mm²）の荷重で 203 万回載荷することで，UHPFRC 敷設前後でのき裂の進展状況，UHPFRC の材料自体やそのデッキプレートとの界面の疲労耐久性を確認した．対策後のき裂の進展状況のデータを増やす目的で，輪荷重走行試験より大きな荷重，繰返し回数で定点疲労試験を実施した．

5.3.1　定点疲労試験の鋼床版試験体

定点疲労試験の鋼床版試験体を**図-5.6** に示す．U リブ 2 本，横リブ 2 本を有する小型の鋼床版部分モデルとした．本試験体と輪荷重試験体をモデル化した有限要素解析を実施し，デッキプレート下面の橋軸直角方向の応力分布を比較したところ，**図-5.7** に示すように両者の違いはほとんどなく，本試験体は輪荷重試験体の局部応力挙動を再現できていると考えられる．鋼材の種別は U リブ SM490A，その他は SM490YA である．ミルシートに記載の鋼板の材料特性を**表-5.5** に示す．U リブ・デッキプレート溶接部に使用した溶接材料は JIS Z 3313 T49J 0T1-0CA-U である．断面の名称は，図中に示すように橋軸方向に Line I～VI，橋軸直角方向に Sec. α～η とした．Line I，III，IV，VI は U リブの溶接線直上，Line II，V は U リブの隣り合う溶接線間の中央である．Sec. α，η は横リブ交差部であり，Sec. β～ζ はその間を等分する断面である．試験体の既存溶接線は溶接溶込み量に差を設けた．具体的には，Line I，III は U リブ板厚に対して 75%以上の溶込みとなるよう，Line IV，VI は 30%程度の溶込みとなるよう溶接した．

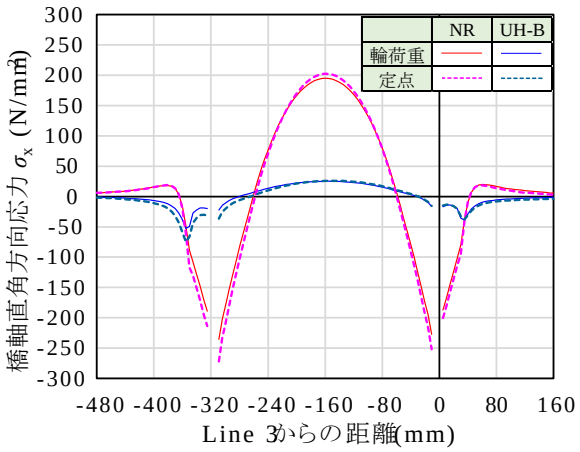


図-5.7　デッキプレート下面の橋軸直角方向の応力分布（A2，1.75 N/mm^2 載荷）

表-5.5　機械的性質と化学成分

部位	鋼種	降伏応力 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	伸び (%)	化学成分 (%)				
					C	Si	Mn	P	S
デッキフランジ	SM490YA	443	558	26	0.16	0.35	1.40	0.014	0.004
横リブ枠板		427	550	25	0.16	0.34	1.42	0.016	0.003
Uリブ	SM490A	401	530	25	0.15	0.31	1.42	0.017	0.010

敷設材に使用した UHPFRC の敷設厚さ，基本配合や，UHPFRC とデッキプレートとの合成に用いた接着剤は 5.2 と同じである．なお，輪荷重試験体のように現場継手部や UHPFRC 施工目地は模擬していない．

5.3.2　試験の流れ

疲労試験機は最大 200kN の動的載荷が可能なものを使用した．載荷板は 20mm 厚のウレタンゴムを平面寸法 200×200mm に加工したものを用いた．載荷荷重はシングルタイヤを想定して**表-5.2** に示す Load-2 の片面のみとし，荷重範囲は道路橋示方書の F 荷重 100kN に衝撃の影響（衝撃係数 0.4）を考慮した 1.75N/mm^2 を基本に設定した．つまり，シングルタイヤだと 70kN となる．載荷は下限値を 3kN で固定とし，上限値は 73kN を基本に試験に応じて適宜変更している．載荷速度は 5Hz 程度である．なお以下では，例えば“αII”は Sec. α と Line II の交点を載荷中心として載荷することを意味する．試験体の支持は横リブ下フランジの 4 角を剛な支持架台上に置き，互いをクランプにより固定することで行った ．

載荷中，定期的に動的ひずみ計測を行った．用いたひずみゲージはゲージ長 1mm のものであり，載荷断面 Sec. α，η の Line I，III，IV，VI の溶接線の止端から 5mm 離れた位置のデッキプレート下面および U リブ外面に貼付した．ひずみの測定方向は全て橋軸直角方向である．ひずみ計測は，試験中に 10 分に 1 回，動的に 1kHz のサンプリング周波数でひずみを 10 秒間記録し，得られた波形の最大および最小値からその時点でのひずみ範

表-5.6　載荷条件

Step	載荷位置	荷重範囲 (kN)	荷重範囲 (N/mm^2)	載荷回数 (万回)
1f-1	αII	35	0.875	200
		50	1.250	550
1f-2	ηVI	70	1.750	200
3f-1	αII	70	1.750	400
3f-2	ηVI	70	1.750	400

囲を求めた．

試験は以下の流れで実施した．

Step 1f　対策前の予き裂導入のため疲労試験

Step 2f　き裂処理を施さずに UHPFRC を敷設

Step 3f　対策後の疲労耐久性確認のための疲労試験

Step 4f　き裂破面や断面の観察

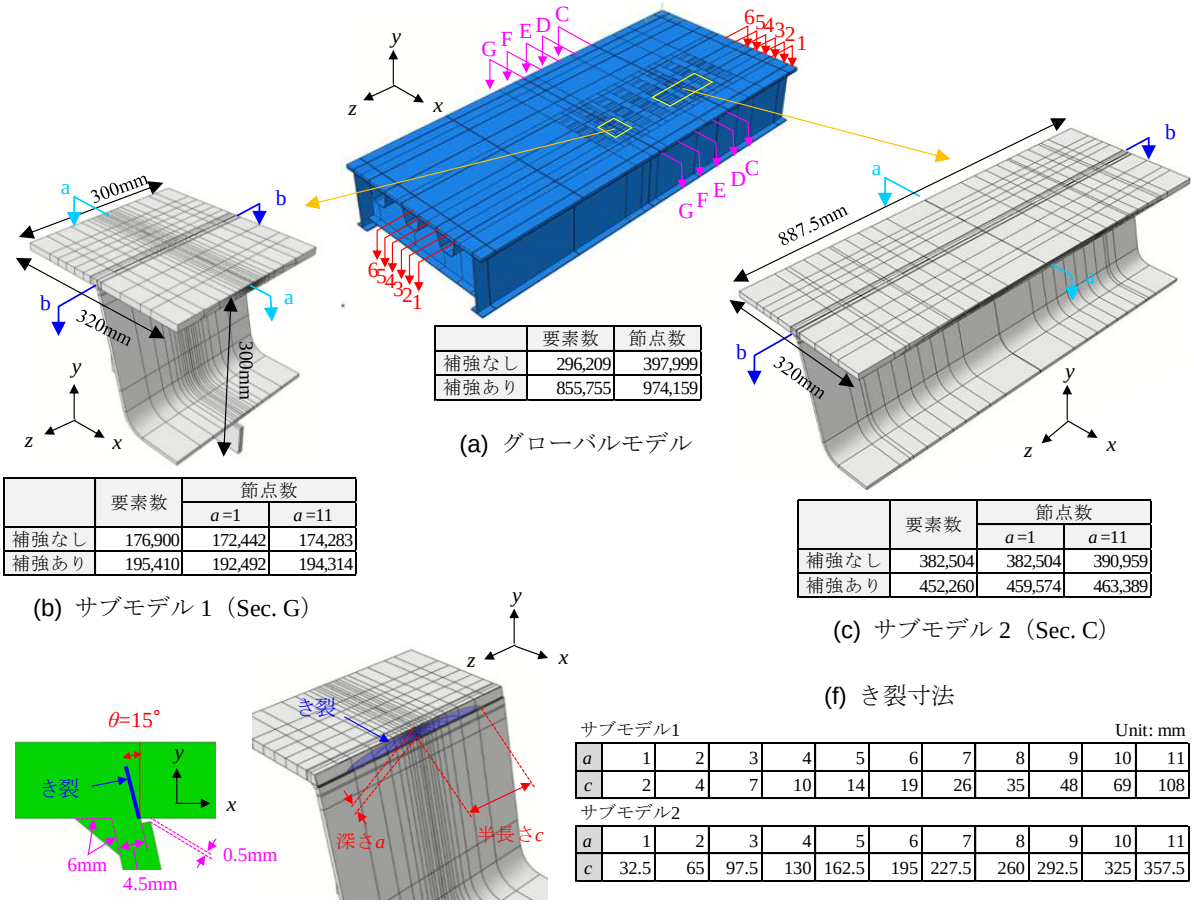
各 Step の載荷条件を表-5.6 に示す．

Step 1f はデッキ進展型き裂を試験体に導入する目的で実施した．Step 1f-1 は荷重範囲 0.875N/mm^2 から試験を開始した．その後，200 万回ではひずみ値に変化が表れなかったため，1.25 N/mm^2 に荷重範囲を増加した．さらに，累計 500 万回載荷時に，Line III にあたる溶接線近傍のひずみ値に変化がみられたため，デッキプレート上面から 70 度の集束型斜角探触子を用いた超音波探傷試験を行い，き裂 Crack-1f の発生を確認した．き裂は図-5.6 に赤丸で示した U リブと横リブの交差部（Line III と Sec. α が交差する位置）のルートから生じ，デッキプレートへ進展した．き裂確認後は定期的に超音波探傷試験によりき裂進展をモニタリングしながら試験を継続した．超音波探傷試験により推定したき裂深さが 10mm を超えた累計 750 万回の時点で載荷を終了した．載荷終了時点でのき裂深さの推定値は 10.4mm である．Step 1f-2 は荷重範囲 1.75N/mm^2 で 200 万回載荷した．137 万回載荷時に，Line VI にあたる溶接線近傍のひずみ値に変化がみられ，載荷終了時点での超音波探傷試験で Line VI と Sec. η が交差する位置（図-5.6 の赤丸）においてき裂深さの推定値 4.2mm のき裂 Crack-2f を確認した．その後，UHPFRC 敷設時のき裂の寸法を記録する目的で，青ニスを U リブ内面からき裂部周辺に吹き付けることにより，き裂面にダイマークを残した．

Step 2f では，き裂処理を施さずにき裂を存置した状態でデッキプレート上面に UHPFRC を敷設した．敷設の手順は 5.2.5 と同様である．なお，敷設時の外気温は 17～20℃であった．敷設後に 5.2.5 と同様に 11 月中旬から 1 月下旬まで養生した．試験開始時の JIS A 1149 に則って求めた弾性係数は 42.9kN/mm^2 であり，上面には目視できる収縮ひび割れはなかった．

Step 3f は存置したき裂に繰返し荷重を与える目的で実施した．Step 3f-1，3f-2 ともに荷重範囲 1.75N/mm^2 で 400 万回載荷した．輪荷重走行試験に対して，荷重範囲は 2.6 倍，繰返し回数は 2.0 倍であり，鋼部材の S-N 曲線の傾きを表す係数 m=3 として累積疲労損傷度を計算すると 35 倍程度の負荷を与えたこととなる．

Step 4f は存置したき裂の進展状況を確認する目的でマクロ破面観察を実施した．き裂を含むデ



	要素数	節点数
補強なし	296,209	397,999
補強あり	855,755	974,159

(a) グローバルモデル

	要素数	節点数	
		a=1	a=11
補強なし	176,900	172,442	174,283
補強あり	195,410	192,492	194,314

(b) サブモデル 1（Sec. G）

	要素数	節点数	
		a=1	a=11
補強なし	382,504	382,504	390,959
補強あり	452,260	459,574	463,389

(c) サブモデル 2（Sec. C）

(d) a-a 断面

(e) b-b 断面

(f) き裂寸法

サブモデル1 Unit: mm

a	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
c	2	4	7	10	14	19	26	35	48	69	108

サブモデル2

a	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
c	32.5	65	97.5	130	162.5	195	227.5	260	292.5	325	357.5

図-5.8　有限要素解析モデル

ッキプレートを部分的に切り出し，液体窒素に浸漬してからき裂裏面に万能試験機で線荷重を与え，き裂面を露呈した．また，き裂深さが最大となる位置で切断して，断面の観察も行った．

5.4　有限要素解析の概要

UHPFRC 敷設によるデッキ進展型き裂の応力拡大係数の低減効果を確認するとともに，輪荷重走行試験の結果を補完するために，輪荷重走行試験の試験体を対象とした弾性有限要素解析を実施した．

5.4.1　解析方法

解析モデルを**図-5.8** に示す．解析には汎用の有限要素解析プログラム Abaqus 6.14 を用いた．要素は線形 3 次元 8 節点ソリッド要素を基本とし，複雑な形状の箇所は部分的に線形 3 次元 6 節点ソリッド要素を併用した．解析はグローバルモデル（**図-5.8(a)**）とサブモデル（**図-5.8(b)**，**(c)**）により実施し，Abaqus 6.14 に内蔵されたサブモデリング手法を用いた．グローバルモデルは輪荷重走行試験の試験体と同じ寸法である．支持条件も試験体と同じように主桁と横リブの交差部に

表-5.7　解析ケース

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2">解析ケース</th><th rowspan="2">呼称</th><th colspan="3">デッキプレート</th><th colspan="3">接着剤</th><th colspan="3">敷設材</th></tr>
<tr><th>厚さ
(mm)</th><th>弾性係数
(N/mm^2)</th><th>ポアソン比</th><th>厚さ
(mm)</th><th>弾性係数
(N/mm^2)</th><th>ポアソン比</th><th>厚さ
(mm)</th><th>弾性係数
(N/mm^2)</th><th>ポアソン比</th></tr>
<tr><td colspan="2">補強なし</td><td>NR</td><td rowspan="5">12</td><td rowspan="5">206,000</td><td rowspan="5">0.3</td><td colspan="3">無し</td><td colspan="3">無し</td></tr>
<tr><td rowspan="2">UHPFRC敷設</td><td>接着有</td><td>UH-B</td><td rowspan="4">1</td><td>2,000</td><td rowspan="4">0.2</td><td rowspan="4">40</td><td rowspan="2">45,000</td><td rowspan="4">0.2</td></tr>
<tr><td>接着無</td><td>UH-N</td><td>10</td></tr>
<tr><td rowspan="2">SFRC敷設</td><td>接着有</td><td>SF-B</td><td>2,000</td><td rowspan="2">33,000</td></tr>
<tr><td>接着無</td><td>SF-N</td><td>10</td></tr>
</table>

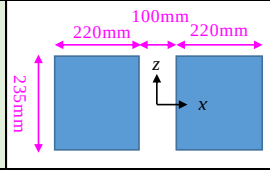
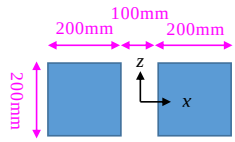
おいて主桁下フランジの変位，回転を固定とした．

サブモデルの外形および寸法を**図-5.8(b)**，(c)に示す．モデルは着目断面である Sec. G（サブモデル 1），Sec. C（サブモデル 2）のそれぞれに対して作成した．サブモデルでは溶接部も再現し，**図-5.8(d)**に示すように，溶接脚長は 6mm で等脚，溶接溶込み量は U リブ厚の 75%（4.5mm）とし，U リブとデッキプレートの間には 0.5mm の隙間を設けた．**図-5.1(b)**に示すように試験体にはほとんど隙間がないものの，道路橋示方書[27]によれば 1mm 以下の隙間が製作において許容され，U リブの寸法精度も 0.5mm 程度の段差がある[28]ことから 0.5mm の隙間とした．各サブモデルには**図-5.8(d)**，(e)に示す半楕円き裂を二重節点により導入している．なお，本研究ではき裂閉口や溶接残留応力は考慮していない．き裂の傾き θ や寸法（深さ a，半長さ c）は輪荷重走行試験の結果[4]や既往の実験結果[19, 29]を参考に，θ を 15°とし，き裂寸法には**図-5.8(f)**に示す値を設定した．文献 19), 29)では，それぞれ横リブ交差部，U リブスパン部における a と c の関係が求められており，比較的長いき裂までの関係が示されているため，本研究ではそれらのき裂寸法を参考とした．また，θ を 0°とした場合の予備解析を実施したところ，き裂先端の応力拡大係数が θ=15°の場合より 75%程度小さく計算されたため，実き裂に近い傾きを有するき裂を解析モデルに導入している．き裂近傍の最小要素寸法は 0.1 mm×0.1 mm×0.1mm である．なお，グローバルモデルではき裂を導入していないため，サブモデルはそのことが影響しない十分な大きさとする必要がある．そこで事前に，グローバルモデルに本研究で想定した最大のき裂を導入したものと，導入していないものの 2 つのモデルの解析を実施し，両者の変位，回転のうちそれぞれ最も大きな成分の差が 10%以下となる位置をサブモデルの切取り面とした．また，その切取り面とした場合，サブモデルのき裂先端のモード I に対する応力拡大係数の差が 10%以下であることも確認している．

解析ケースを**表-5.7** に示す．補強なし，UHPFRC 敷設，SFRC 敷設の 3 ケースとし，接着剤に不具合が生じ，敷設材がはく離する可能性も想定されることから，接着の有無も検討対象とした．UHPFRC の弾性係数は試験体に用いた材料や文献 21)を，SFRC のそれは都市高速で用いられている基準をそれぞれ参考に決定した．接着剤の厚さ，弾性係数，ポアソン比は，輪荷重走行試験の試験体に用いた接着剤と文献 19)で用いられたものが同等のものであるため，文献 19)の値を参考に決定した．防錆剤は接着剤と同じエポキシ樹脂を主とした材料であり物性が近いため，接着剤と一体として考え，解析では考慮しないこととした．なお，「接着無」は接着剤の弾性係数を極端に小さくすることにより模擬した．デッキプレート，接着剤，敷設材の各要素は節点を共有することにより結合している．以下では**表-5.7** の呼称を用いて“解析ケース■■”と記す．

荷重モデルを**表-5.8** に示す．試験用輪荷重（Load-1）は輪荷重走行試験との比較や考察に用い

表-5.8　荷重モデル

荷重モデル	Load-1	Load-2
	試験用輪荷重	疲労設計荷重
荷重	70kN (0.677N/mm^2)	140kN (1.750N/mm^2)
載荷面		

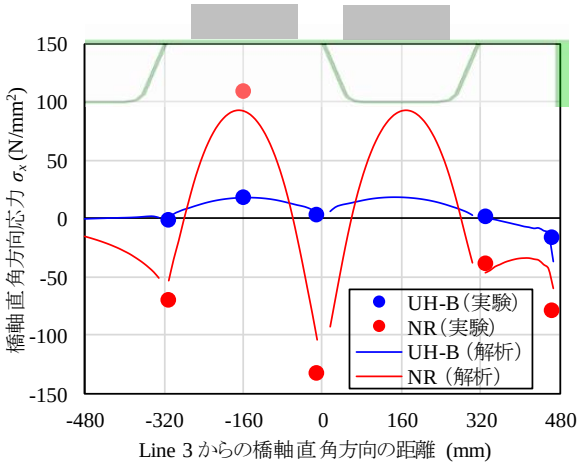
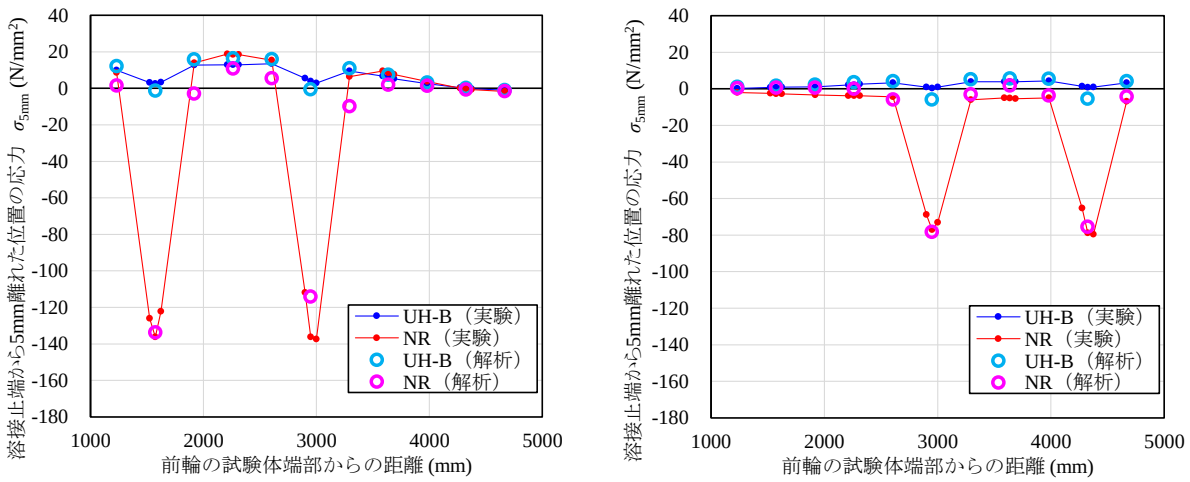


図-5.9　デッキプレート下面の橋軸直角方向応力分布（Load-1，C-3 載荷，Sec. C）

るための荷重モデルであり，本研究と同じタイヤ荷重を用いた研究 [4]を基に載荷面を定めた．荷重は輪荷重走行試験と同じ 70kN とした．疲労設計荷重（Load-2）は道路橋の疲労設計荷重に相当する荷重モデルであり，道路橋示方書 [27]の F 荷重の載荷面をダブルタイヤ形状に 2 分割したものとした．荷重は F 荷重 100kN に衝撃の影響（衝撃係数 0.4）を考慮して 140kN とした．なお，横リブ断面においては，シングルタイヤが U リブ内に入り込むように載荷したケースの方が，ダブルタイヤが溶接線を跨いで載荷するケースよりも厳しい条件となるといわれているが，両者の応力範囲の差は10%程度 [30]であることから，本研究では簡単のためダブルタイヤのみとした．以下，“荷重モデル Load-●”と記す．これらの荷重の中心が図-5.8(a)に示す Sec. C～G と Line 1～6 の交点のいずれかに位置するよう載荷した．以下，　Sec.○と Line △の交点に載荷した場合を“○-△載荷” と記す．

5.4.2　解析モデルの検証

解析モデルと輪荷重走行試験との整合性を検証するため，荷重モデル Load-1，C-3 載荷の際の Sec. C におけるデッキプレート下面の橋軸直角方向応力分布を求めた．その結果を輪荷重走行試験結果と重ねて図-5.9 に示す．補強なし（解析ケース NR）では，実験と解析で若干の差がみられるが，全体傾向は概ね一致している．UHPFRC 敷設（解析ケース UH-B）では，実験と解析でほぼ一致している．



(a)　Sec. C　　(b)　Sec. G

図-5.10　着目溶接止端付近のデッキプレート下面の応力の橋軸方向影響線

次に，荷重モデル Load-1 が 1400mm 間隔のタンデム軸で Line 3 を走行した際の Sec. C，G における U リブ・デッキプレート溶接部の溶接止端から 5mm 離れた位置のデッキプレート下面の応力の橋軸方向影響線を求めた．その結果を輪荷重走行試験結果と重ねて**図-5.10** に示す．実験と解析で若干の差がみられるが，Sec. C（U リブスパン中央断面）では引張が生じるのに対して，Sec.G（横リブ断面）では生じないといった全体傾向は概ね一致している．

よって，解析モデルは実験を再現できていると判断した．

5.4.3　応力拡大係数の求め方

き裂の進展は一般に破壊力学を用いて評価することができる．破壊力学では，き裂先端が小規模降伏状態であれば線形弾性破壊力学が成り立ち，その場合に応力拡大係数 K がき裂進展の支配的パラメータとなる．一方，き裂先端の塑性域が大規模になれば線形弾性破壊力学が成り立たず，応力拡大係数 K での評価は適切でない [31]．本研究のうち，半楕円き裂の最深部の応力が最大となるケースは，解析ケース NR，荷重モデル Load-2，C-3 載荷の際のき裂深さ a=6mm の場合であったため，そのときのき裂先端の応力や変位より応力拡大係数 K の適用性を確認した．なお，本章で示すき裂先端とは，板厚方向へのき裂進展が維持管理上の重要な点であることを踏まえ，半楕円形の表面き裂の最深部のことを指す．

き裂先端からの距離 r とき裂面に垂直な応力 σ_Y との関係を**図-5.11** に示す．ここで，き裂先端の局所座標系 X, Y, Z を**図-5.11** に示すように定義し，本章ではこの座標系を用いる．**図-5.11** では圧縮応力を正，X 軸の負方向の距離を正として示している．試験体のデッキプレートに用いた鋼材が SM490Y であるため，その強度の特性値 355N/mm² を材料の 1 軸降伏応力 σ_{yield} とする．き裂先端は平面ひずみに伴う 3 軸応力状態となるため [31]，X-Z 平面上のき裂先端付近の任意の点の応力は式(5.1)，(5.2)となる．

$$\sigma_X = \sigma_Y \tag{5.1}$$

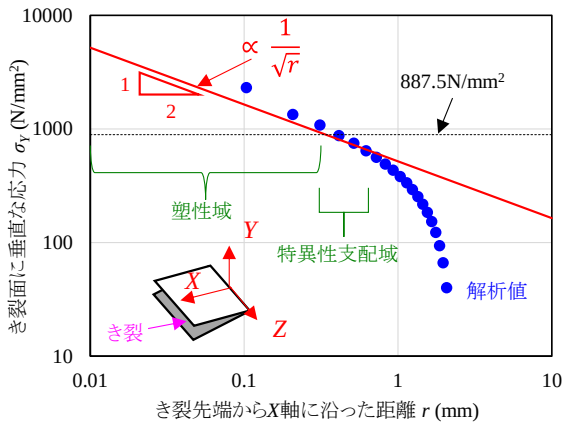


図-5.11　き裂先端からの距離とき裂面に垂直な応力の関係

$$\sigma_Z = \nu(\sigma_X + \sigma_Y) = 2\nu\sigma_Y \tag{5.2}$$

ここで，$\sigma_X, \sigma_Y, \sigma_Z$：$X, Y, Z$ 軸方向の直応力，ν：ポアソン比である．また，式(5.3)により相当応力 σ_e を定義する．

$$\sigma_e = \frac{1}{\sqrt{2}}\{(\sigma_X - \sigma_Y)^2 + (\sigma_Y - \sigma_Z)^2 + (\sigma_Z - \sigma_X)^2\}^{\frac{1}{2}} \tag{5.3}$$

Mises の降伏条件によれば，σ_e が σ_{yield} に等しいときに降伏するため，式(5.1)～(5.3)を σ_Y について整理し，ポアソン比 ν を 0.3 とすると，$\sigma_{yield} = \sigma_e = 0.4\sigma_Y$ の関係が得られる．つまり，$\sigma_Y = 2.5 \times 355 = 887.5\text{N/mm}^2$ において降伏する．その値を図-5.11 中に黒破線で示しており，それより上にプロットされる領域が塑性域となる．また，線形弾性破壊力学が成り立つ場合，き裂先端に$1/\sqrt{r}$に比例する特異応力場がある [31]．図-5.11 中の赤線が$1/\sqrt{r}$と同じ傾きの線（傾き-1/2）であり，傾きが一致する範囲が特異応力場となる．特異応力場から塑性域を除いた部分が特異性支配域であり，この領域が存在することは線形弾性破壊力学が成り立つことを意味する．図-5.11 より，本研究で最大の応力が生じるケースにおいても特異性支配域が存在する．よって，デッキ進展型き裂に対して，F 荷重以下の荷重作用であれば，線形弾性破壊力学が適用できることが確認できた．以降ではき裂先端部の応力状態を応力拡大係数 K により評価する．

応力拡大係数 K を有限要素解析より求める方法の例として応力外挿法や変位外挿法があり，変位外挿法の方が精度は高いとされる [31), 32)]．変位外挿法による応力拡大係数は式(5.4)～(5.6)より求まる．

$$K_I = \lim_{r \to 0}\left[\frac{Gu_Y}{(2-2\nu)}\sqrt{\frac{2\pi}{r}}\right] \tag{5.4}$$

$$K_{II} = \lim_{r \to 0}\left[\frac{Gu_X}{(2-2\nu)}\sqrt{\frac{2\pi}{r}}\right] \tag{5.5}$$

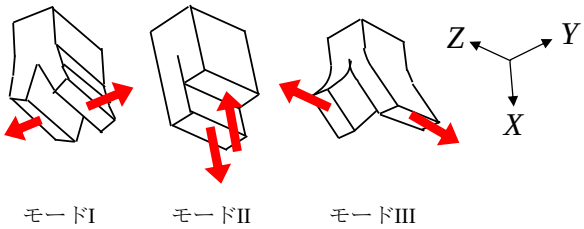


図-5.12　き裂に作用する 3 つの負荷モード

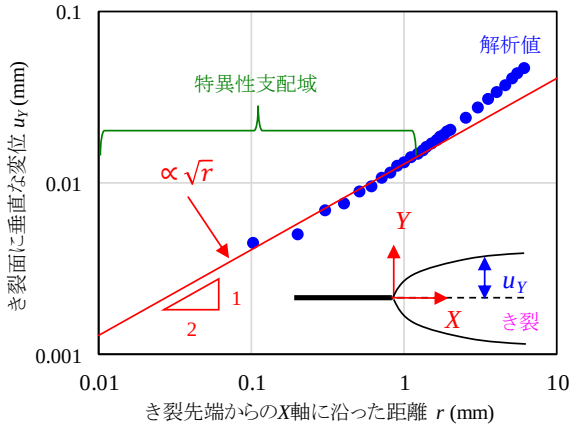


図-5.13　き裂先端からの距離とき裂面に垂直な変位の関係

$$K_{\mathrm{III}} = \lim_{r \to 0} \left[G u_Z \sqrt{\frac{2\pi}{r}} \right] \tag{5.6}$$

ここで，K_{I}, K_{II}, K_{III}：**図-5.12** に示すき裂に作用する 3 つの負荷モードに対応する応力拡大係数，u_X, u_Y, u_Z：X, Y, Z 軸方向のき裂面の変位，G：せん断弾性係数であり，lim[　]は[　]内の量を r に対してプロットし，r=0 に外挿することを意味する．変位外挿法では変位を求める位置を適切に設定する必要があるため，**図-5.11** を求めたときと同じ解析結果を用いて，き裂先端からの距離 r とき裂面に垂直な変位 u_Y との関係を求めた．その結果を**図-5.13** に示す．ここでは閉口する方向の変位を正として示している．特異性支配域は u_Y が$\sqrt{r}$に比例する範囲（**図-5.13** 中の赤線が$\sqrt{r}$と同じ傾きの線（傾き 1/2）であり，それと傾きが同じ範囲）となり，**図-5.13** より r≦1.2mm が概ねそれに該当する．

そこで，r≦1.2mm の変位より変位外挿法で求めた応力拡大係数 K_{I} と Newman-Raju の解 [33]を比較し，その精度を確認した．中央に半楕円形の表面き裂を有する平板（幅 600mm，長さ 320mm，厚さ 12mm）を対象とし，き裂先端の応力拡大係数を比較した．応力状態（膜応力 σ_{m}，曲げ応力 σ_{b}），き裂深さ（a=3, 6, 9mm），き裂のアスペクト比（a/c=1/3, 1/10, 1/30，c：き裂半長さ）をパラメータとした計 18 ケースについて，4 パターン（FEM-1, 2, 3, 4）の外挿方法を比較検討した．FEM-1 は r=0.3, 0.4,…, 1.0mm の 8 点の，FEM-2 は r=0.1, 0.2,…, 0.8mm の 8 点の，FEM-3 は r=0.5, 0.6,…, 1.2mm の 8 点の，FEM-4 は r=0.5, 0.6, 0.7, 0.8mm の 4 点の変位から外挿して求めたものである．

表-5.9　変位外挿法で求める応力拡大係数と Newman-Raju の解の比較

Case	応力状態		半楕円き裂					応力拡大係数K_I					比率			
	曲げ	膜	板厚	深さ	半長さ			FEM-1	FEM-2	FEM-3	FEM-4	Newman-Raju	FEM-1	FEM-2	FEM-3	FEM-4
	σ_b	σ_m	t	a	c	a/t	a/c	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(a)/(e)	(b)/(e)	(c)/(e)	(d)/(e)
	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(mm)	(mm)	(mm)			(N/mm$^{3/2}$)	(N/mm$^{3/2}$)	(N/mm$^{3/2}$)	(N/mm$^{3/2}$)	(N/mm$^{3/2}$)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	0	100	12	3	9	1/4	1/3	310.0	328.4	304.0	315.6	322.3	96.2	101.9	94.3	97.9
2	0	100	12	6	18	1/2	1/3	522.3	551.2	512.3	512.3	526.5	99.2	104.7	97.3	97.3
3	0	100	12	9	27	3/4	1/3	730.0	760.3	710.6	740.7	750.8	97.2	101.3	94.6	98.7
4	0	100	12	3	30	1/4	1/10	381.8	408.5	375.1	379.6	384.8	99.2	106.2	97.5	98.7
5	0	100	12	6	60	1/2	1/10	776.5	813.3	779.6	812.9	745.7	104.1	109.1	104.6	109.0
6	0	100	12	9	90	3/4	1/10	1385.9	1517.1	1378.4	1424.0	1347.7	102.8	112.6	102.3	105.7
7	0	100	12	3	90	1/4	1/30	413.7	443.3	400.3	418.1	414.0	99.9	107.1	96.7	101.0
8	0	100	12	6	180	1/2	1/30	970.2	1045.3	944.1	956.6	984.3	98.6	106.2	95.9	97.2
9	0	100	12	9	270	3/4	1/30	2562.0	2681.9	2520.0	2618.5	2454.0	104.4	109.3	102.7	106.7
10	100	0	12	3	9	1/4	1/3	221.5	238.1	217.9	228.0	224.4	98.7	106.1	97.1	101.6
11	100	0	12	6	18	1/2	1/3	219.0	235.4	216.7	226.3	218.5	100.2	107.7	99.2	103.6
12	100	0	12	9	27	3/4	1/3	117.7	123.4	116.6	120.7	117.2	100.4	105.3	99.5	103.0
13	100	0	12	3	30	1/4	1/10	274.7	297.6	272.8	285.3	275.4	99.8	108.1	99.1	103.6
14	100	0	12	6	60	1/2	1/10	375.5	397.7	369.4	375.6	356.8	105.2	111.5	103.5	105.3
15	100	0	12	9	90	3/4	1/10	381.6	405.8	383.6	388.0	389.1	98.1	104.3	98.6	99.7
16	100	0	12	3	90	1/4	1/30	316.9	336.1	310.3	323.8	299.5	105.8	112.2	103.6	108.1
17	100	0	12	6	180	1/2	1/30	521.1	555.6	511.3	528.4	497.8	104.7	111.6	102.7	106.1
18	100	0	12	9	270	3/4	1/30	844.8	889.8	839.6	860.0	851.3	99.2	104.5	98.6	101.0
												最大値	**105.8**	**112.6**	**104.6**	**109.0**
												最小値	**96.2**	**101.3**	**94.3**	**97.2**
												平均値	**100.8**	**107.2**	**99.3**	**102.4**
												標準偏差	**2.87**	**3.27**	**3.11**	**3.68**

その結果を**表-5.9** に示す．Newman-Raju の解との比率をみると，平均値が 100%に近く，かつ標準偏差が最も小さい FEM-1 の精度が比較的高いといえる．よって，以降では r=0.3～1.0mm の変位から変位外挿法により応力拡大係数 K を求めることとする．

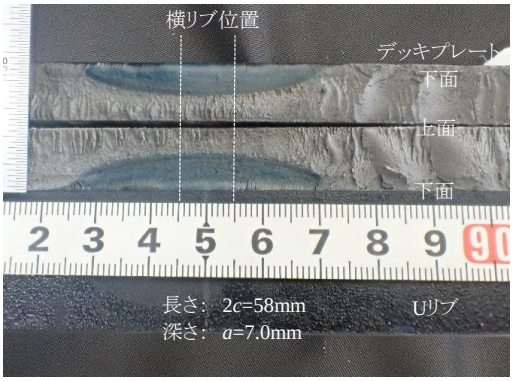
5.5　UHPFRC 敷設によるデッキ進展型き裂の進展抑制効果

UHPFRC 敷設によるデッキ進展型き裂の進展抑制効果を明らかにするため，輪荷重走行試験や定点疲労試験により得られたき裂の破面観察や進展挙動，および有限要素解析により求めた応力拡大係数とき裂深さの関係を基に考察した．

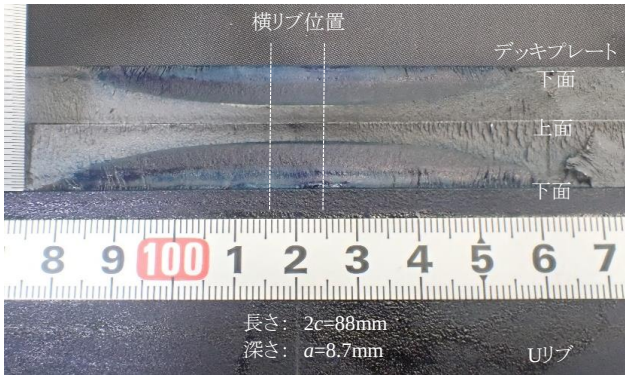
5.5.1　破面観察

Step 6w，4f で観察したマクロ破面を**図-5.14** に示す．図はき裂面を含むデッキプレートを破断させた断面に正対に撮影した写真であり，互いのデッキプレート上面が背中合わせに重なるように配置して撮影している．マクロ破面観察においては，文献 34)を参考に，平坦で滑らかな破面の部分を疲労破壊面とし，疲労破壊面を露呈させるため液体窒素に浸漬してから強制的に破断させた繊維状や粒状の破面形態を示す部分を強制破壊面と判断した．

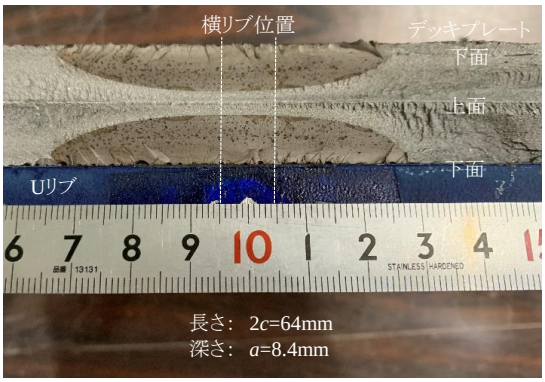
き裂面は横リブ断面を中心に半楕円形となっていた．き裂の寸法は Crack-1w が長さ 2c=58mm, 深さ a=7.0mm, Crack-2w が長さ 2c=88mm, 深さ a=8.7mm, Crack-1f が長さ 2c=64mm, 深さ a=8.4mm であった．また，Crack-2f に関してはき裂の破面の角度が明らかに異なる部分が観察されたため，Step 1f ののち Step 3f で進展したものと思われる．破面の角度が異なる前後のき裂寸法はそれぞれ長さ 2c=49mm，深さ a=6.9mm と，長さ 2c=52mm，深さ a=7.7mm であった．なお，70 度の集束型



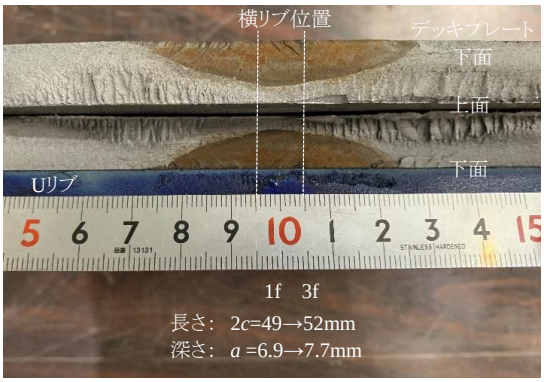
(a) Crack-1w



(b) Crack-2w



(c) Crack-1f



(d) Crack-2f

図-5.14　マクロ破面観察結果

斜角探触子を用いた超音波探傷試験の探傷結果と 2mm 程度の誤差が生じていたが，今回の探傷のように片面片側からの測定では，一般的に測定精度に 2mm 程度のばらつきがみられる [35]．き裂面には UHPFRC 敷設前に青ニスでダイマークをしたが，Crack-2f を除き，疲労破壊面と青色で着色された面は一致していた．つまり，UHPFRC 敷設後のき裂の進展はなかったことが確認できる．

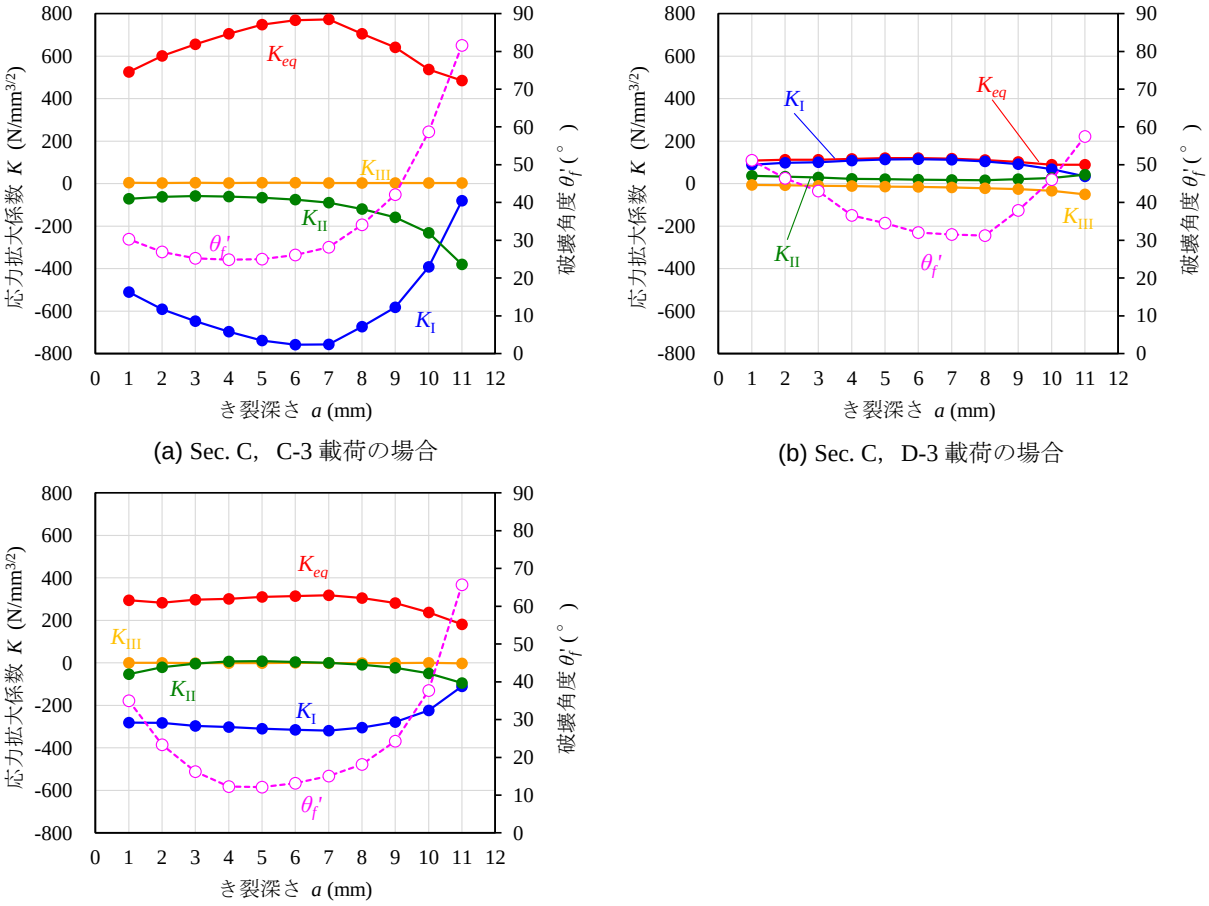
5.5.2　応力拡大係数とき裂深さの関係

解析ケース NR に対して a=6mm のき裂を導入し，Line 3 に荷重モデル Load-1 を載荷した場合の Sec. C，G の応力拡大係数 K_I の影響線を求めた．その結果，Sec. C においては直上の C-3 載荷で負の最大値，少し離れた D-3 載荷で正の最大値をとり，正負交番する影響線が得られた．また，Sec. G においては直上の G-3 載荷で負の最大値となり，正負交番することはなかった．

そこで，K_I の極値となった Sec. C の C-3，D-3 載荷と Sec. G の G-3 載荷の 3 パターンについて応力拡大係数とき裂深さの関係を求めた．その結果を**図-5.15** に示す．なお，図中の破壊角度 θ_f はき裂先端のエネルギー解放率が最大となる角度であり，式(5.7)より算出できる [36]．

$$\frac{1-\nu}{2}\left\{K_I^2\left(\sin\frac{\theta_f}{2}+\sin\frac{3\theta_f}{2}\right)+4K_IK_{II}\cos\frac{3\theta_f}{2}-K_{II}^2\left(3\sin\frac{3\theta_f}{2}-5\sin\frac{\theta_f}{2}\right)\right\}+K_{III}^2\sin\frac{\theta_f}{2}=0 \tag{5.7}$$

式(5.7)の θ_f はき裂先端の局所座標系の X-Y 平面において，X 軸の負の向き（き裂面の延長線上）



(a) Sec. C，C-3 載荷の場合

(b) Sec. C，D-3 載荷の場合

(c) Sec. G，G-3 載荷の場合

図-5.15　解析ケース NR の応力拡大係数，破壊角度とき裂深さの関係

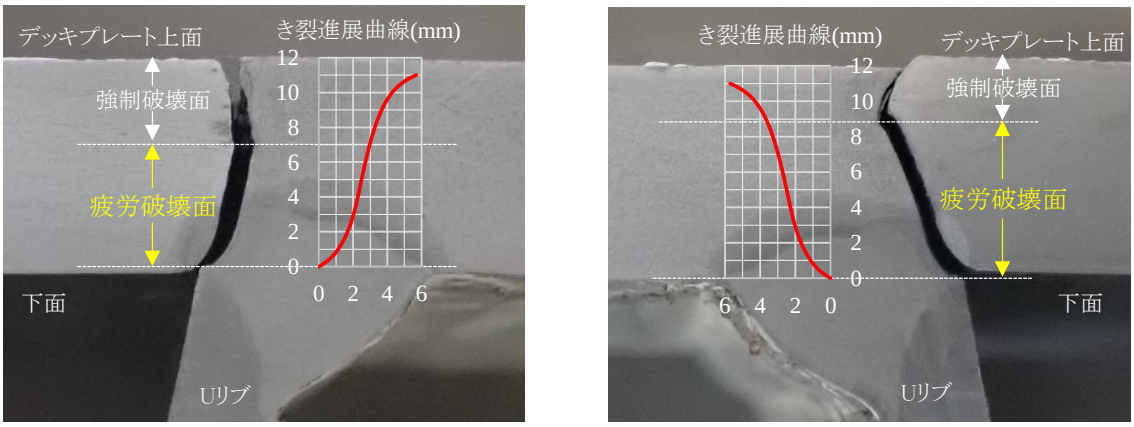
に対する時計回りの角度となる．以降では式(5.7)から求めた θ_f を，全体座標系の x-y 平面の y 軸に対する反時計回りを正とした角度 θ_f' に変換して示す．

また，等価応力拡大係数 K_{eq} は破壊角度と同じ方向のき裂に対するモード I に相当する応力拡大係数であり，式(5.8)より算出できる [36]．

$$K_{eq}=\left[\frac{1}{1-\nu}\cos^2\frac{\theta_f}{2}\left\{\frac{1-\nu}{2}\left(K_I^2(1+\cos\theta_f)-4K_IK_{II}\sin\theta_f+K_{II}^2(5-3\cos\theta_f)\right)+K_{III}^2\right\}\right]^{\frac{1}{2}} \tag{5.8}$$

全体の傾向として K_I は K_{II}，K_{III} よりも値が大きいことがわかる．K_{II} はき裂深さがデッキプレート板厚 t の 1/6 以下（a≦2mm）や 5/6 以上（a≧10mm）の場合に比較的大きな値を示すが，a=11mm のときを除き K_I より値が大きくなることはない．K_{III} はどの場合も K_{II} より小さい．また，a/t=1/6～5/6 の範囲では K_I の絶対値は K_{eq} とほぼ一致し，この範囲ではデッキ進展型き裂はモード I が支配的であるといえる．以上を踏まえ，本章のデッキ進展型き裂を対象とした検討ではモード II，III の影響を考慮せず，モード I についてのみ考えることとする．

C-3，D-3 載荷のときの K_I は a=6～7mm の付近で極値をもち，G-3 載荷のときの K_I も同様である．つまり，どのケースも a/t=1/2～2/3 程度の大きさのき裂となれば，その後の進展とともに応力



(a) Crack-1w　　(b) Crack-2w

図-5.16　輪荷重走行試験により発生したき裂最深部の断面観察結果

拡大係数は減少していくため，対策方法によっては存置したき裂を停留できる可能性がある．

一方，リガメントが減少することによるデッキプレート上面からの新たなき裂の発生が懸念されるが，対策によってリガメント部の応力を低減することもできるため，そのき裂の発生も防止できる可能性がある．

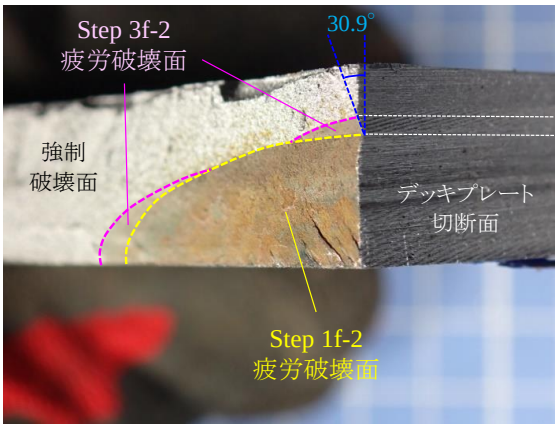
なお，デッキプレートと U リブのルートの応力が最も高くなる Line 3 に着目して検討したが，車輪の走行位置は橋軸直角方向に変化するため，存置したき裂の停留を考える場合にはその点も考慮する必要があると考えられる．

5.5.3　き裂進展挙動

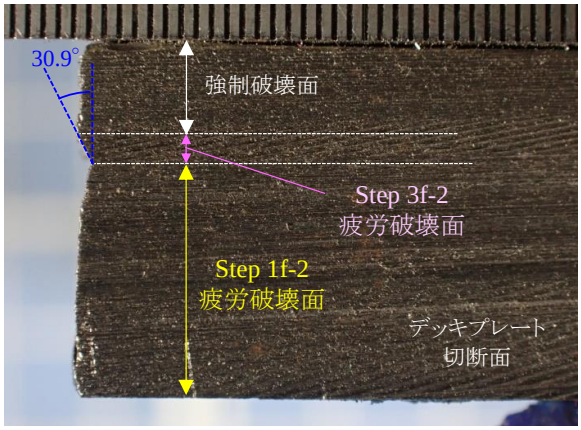
Step 6w で観察したき裂の最深部の断面で材片を切断し，切断面に正対に撮影した写真を**図-5.16** に示す．**図-5.16** には**図-5.15(c)**に示したき裂深さ a と破壊角度 θ_f'の関係より，破壊角度の方向にき裂が進展すると仮定して求めたき裂進展曲線を合わせて示している．なお，θ_f'は**図-5.8(d)**に示すように θ を 15°とした解析から求めたものである．また，き裂進展曲線を求める際の a=0 の θ_f' は，き裂のない解析結果より得られた起点部の最大主応力に直交する方向とした．

き裂進展経路についてみると，き裂の小さい段階で角度が大きく，進展とともに角度が小さくなり，き裂が大きくなるとまた角度が大きくなる傾向がみられる．また，その変化の挙動はき裂閉口や溶接残留応力を考慮していない弾性有限要素解析より求めたき裂進展曲線とほぼ一致している．なお，Crack-1f, 2f のき裂進展経路も同様に確認したが，き裂の小さい段階で角度が大きく，進展とともに角度が小さくなり，き裂が大きくなるとまた角度が大きくなる同様の傾向がみられた．以上より，き裂の進展挙動は本研究の解析方法である程度模擬できる可能性が示された．

次に，UHPFRC 敷設後に進展したと思われる Crack-2f の最深部の断面で材片を切断し，切断面を撮影した写真を**図-5.17** に示す．進展したき裂の全体座標系の x-y 平面の y 軸に対する反時計回りを正とした角度 θ_f'を CAD 上で計測すると 30.9°　であった．なお，本研究の定点疲労試験は法定荷重の 2 倍の荷重に対して，さらに衝撃の影響を加えた非常に厳しい載荷条件であることから，補強後にき裂が進展したものと考えられる．



(a)　疲労破壊面と切断面を俯瞰した写真



(b)　切断面に正対した写真

図-5.17　Crack-2f 最深部の断面観察結果

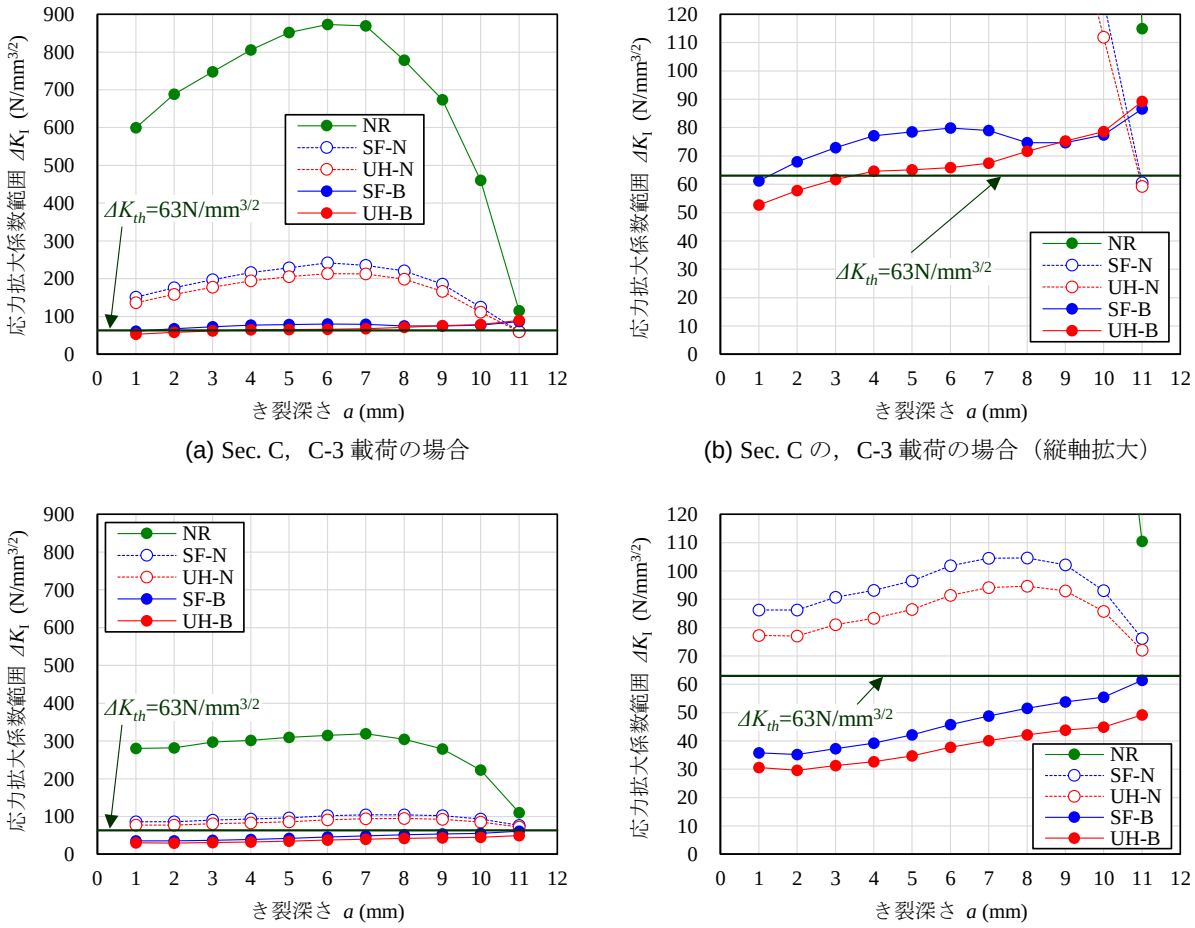
5.5.4　応力拡大係数範囲

敷設材の違いによる応力拡大係数範囲とき裂深さの関係を求めた．応力拡大係数範囲 ΔK_I は，5.5.2 で求めた影響線をもとに求めた K_I の変動範囲である．荷重モデルは Load-1 である．その結果を**図-5.18** に示す．なお，図中の(b)，(d)はそれぞれ(a)，(c)の縦軸スケールを拡大したものである．

全体の傾向として解析ケース UH-B，SF-B，UH-N，SF-N，NR の順に ΔK_I は小さく，UHPFRC 敷設と SFRC 敷設の ΔK_I の差は，接着有と接着無の差に比べて小さい．つまり，敷設材の剛性よりも，デッキプレートとの合成の有無の方が ΔK_I の低減に影響するといえ，SFRC 敷設に関する既往の研究 [19]と同様に合成機能を担う接着剤の耐久性が重要となる．

Sec. C と Sec. G を比べると Sec. C の方の ΔK_I が大きい．溶接部の局部応力は U リブスパン中央断面より横リブ断面の方が大きい傾向がある [23]．一方で，デッキ進展型き裂は横リブ断面よりそれ以外の一般部の方が長くなる傾向にあり [37]，本研究でも U リブスパン中央断面の方が横リブ断面より扁平で長いき裂を導入したため， U リブスパン中央断面の ΔK_I が横リブ断面より大きくなったと考えられる．き裂形状が応力拡大係数に与える影響を確認するため，**図-5.8(c)**に示すサブモデル 2 に対して**図-5.8(f)**に示すサブモデル 1 のき裂寸法を導入したモデルを新たに作成し，C-3 載荷，解析ケース NR，a=6mm における ΔK_I を求めたところ 353.5N/mm$^{3/2}$ となり，**図-5.18(a)**に示す解析ケース NR，a=6mm のときの ΔK_I=872.8 N/mm$^{3/2}$ の 40.5%となった．つまり，き裂形状は ΔK_I に影響する．よって，き裂の進展抑制効果は，溶接部の局部応力だけでなく，き裂形状も考慮して応力拡大係数により評価することが重要といえる．

図-5.18 には，JSSC 疲労設計指針 [38]の最安全設計曲線に対する下限界応力拡大係数範囲 ΔK_{th}=63N/mm$^{3/2}$ も合わせて示している．この荷重モデルの場合，解析ケース UH-B では，Sec. G において全ての場合で ΔK_I は ΔK_{th} を下回る．このことは，輪荷重走行試験において UHPFRC 敷設後にき裂が停留したことと整合している．Sec. C において ΔK_I が ΔK_{th} と同程度となるのは，解析ケース UH-B では a=4mm 程度，解析ケース SF-B では a=1mm 程度である．Sec. G においては，敷設材の違いによらず常に ΔK_I は ΔK_{th} を下回るが，同じ ΔK_I となるき裂深さは解析ケース UH-B と



(a) Sec. C，C-3 載荷の場合

(b) Sec. C の，C-3 載荷の場合（縦軸拡大）

(c) Sec. G，G-3 載荷の場合

(d) Sec. G，G-3 載荷の場合（縦軸拡大）

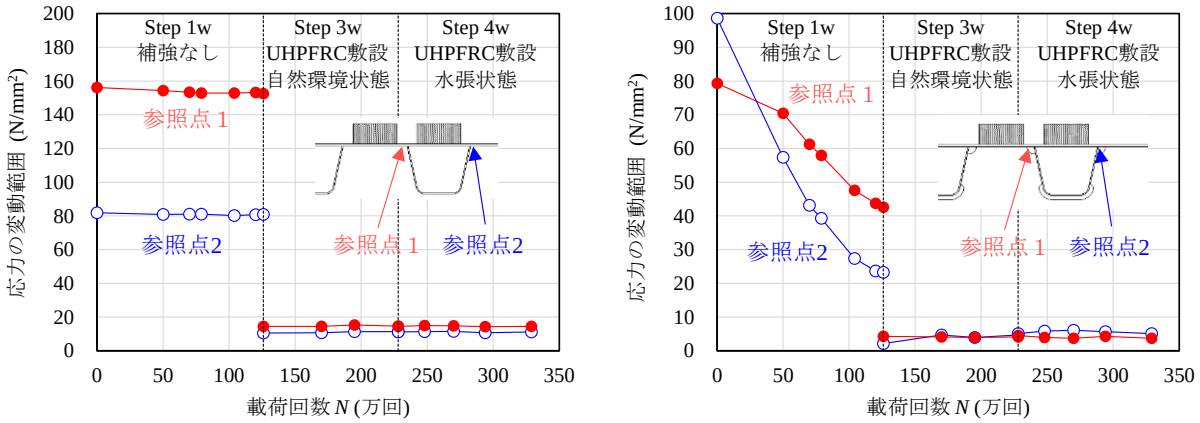
図-5.18　UHPFRC や SFRC 敷設補強のときの応力拡大係数範囲とき裂深さの関係

SF-B で 3mm 程度の差がある．下限界応力拡大係数範囲でき裂の停留が評価できるとすれば，UHPFRC 敷設の場合は SFRC 敷設より停留できるき裂深さを 3mm 程度大きくできる可能性があり，き裂処理を省略する維持管理シナリオを考えると，UHPFRC 敷設が SFRC 敷設より優位になると推論される．

次に，き裂形状は応力拡大係数に影響することから，輪荷重走行試験と定点疲労試験後に確認した Crack-1w，2w，1f，2f の実際のき裂寸法に対して UHPFRC 敷設後の応力拡大係数範囲 ΔK_{eq} を求め，き裂の進展との対比を確認した．応力拡大係数範囲 ΔK_{eq} を求める際の解析での荷重，支持条件については，それぞれの試験条件に合わせている．また，Crack-2f については，Step 1f 終了後（Crack-2f-a）の推定形状と，Step 3f 終了後（Crack-2f-b）の破面解放により確認した形状のそれぞれについて応力拡大係数範囲 ΔK_{eq} を求めた．その結果を**表-5.10** に示す．得られたき裂が 4 箇所とデータが少ないものの，応力拡大係数範囲が大きいものはき裂の進展が認められる結果となった．なお，Crack-2f-b については試験中にき裂が停留したかどうかを確認できないため，き裂進展の有無は“不明”と表中には記している．一方で，JSSC 疲労設計指針 [38]の平均設計曲線に対する下限界応力拡大係数範囲 ΔK_{th}=76N/mm$^{3/2}$ を超えたケースでも，き裂進展がないものがある．破壊角度 θ_f'についてみると，**図-5.17** に示した Crack 2f の場合では θ_f'＝33.6°　となり，実験で確認

表-5.10　疲労試験で得られたき裂の応力拡大係数範囲とき裂進展有無の対比表

Crack	試験方法	荷重範囲 (N/mm^2)	き裂長さ $2c$ (mm)	き裂深さ a (mm)	応力拡大係数範囲 ΔK_{eq} (N/mm$^{3/2}$)	破壊角度 θ_f' (°)	き裂進展有無
1w	輪荷重	0.677	58	7.0	51.1	40.6	無
2w	輪荷重	0.677	88	8.7	118.4	32.0	無
1f	定点	1.750	64	8.4	120.7	38.0	無
2f-a	定点	1.750	49	6.9	221.5	33.6	有
2f-b	定点	1.750	52	7.7	214.5	33.7	不明



(a) Sec. C の場合　　(b) Sec. G の場合

図-5.19　輪荷重走行試験における参照点の応力範囲と載荷回数の関係

した破壊角度 30.9°と概ね一致する．UHPFRC 敷設後のき裂の進展挙動や停留に対して，本研究の解析方法である程度評価できる可能性が示された．

5.6　UHPFRC 敷設の疲労耐久性

UHPFRC 敷設の疲労耐久性を明らかにするため，輪荷重走行試験や定点疲労試験により，UHP-FRC の材料自体やそのデッキプレートとの界面に対する輪荷重繰返し載荷の影響について考察した．

5.6.1　溶接部近傍の応力と載荷回数の関係

輪荷重走行試験中の溶接止端から 5mm 離れた参照点の応力の変動範囲と累積載荷回数の関係を図-5.19 に示す．応力の変動範囲は試験中に載荷台車の走行を一時的に停止し，図-5.4 に示す右側の避難架台から左側の避難架台へ台車を片道で順次移動させながら，測定断面毎に停止・測定して得られた参照点の応力の最大値と最小値の幅より求めたものである．図-5.19(b)より，Sec. G の Step 1w において載荷回数とともに応力の変動範囲が低下している．参照点 1 の近傍には Crack-1w が，参照点 2 の近傍には Crack-2w が確認されており，それらのき裂の進展に伴い応力が低下

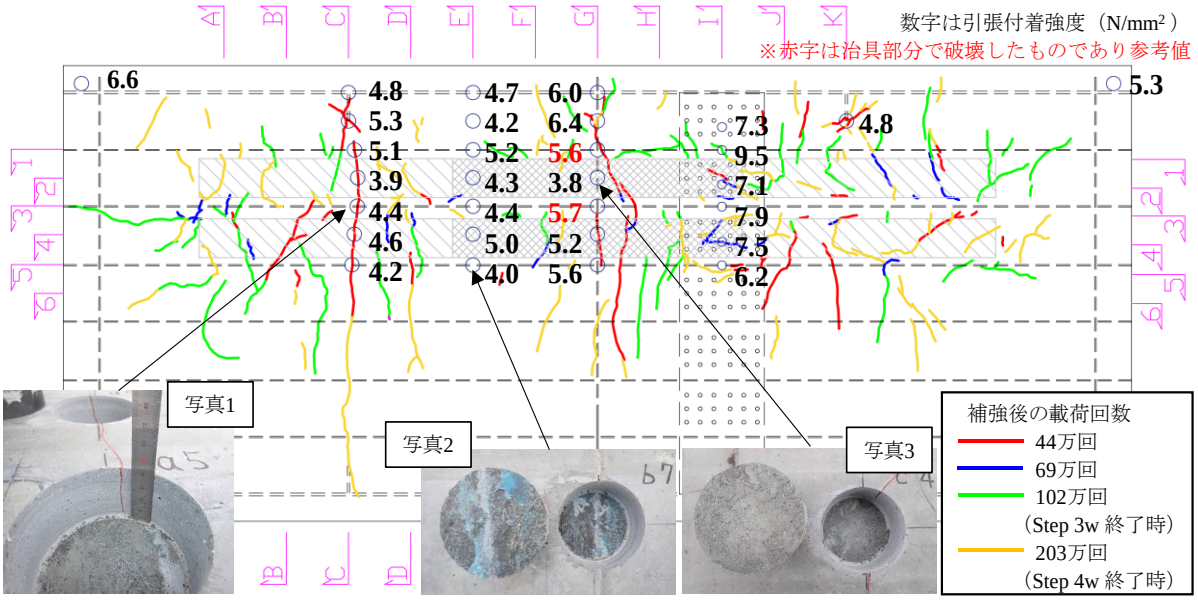


図-5.20　輪荷重走行試験における UHPFRC の上面のひび割れと残存付着強度

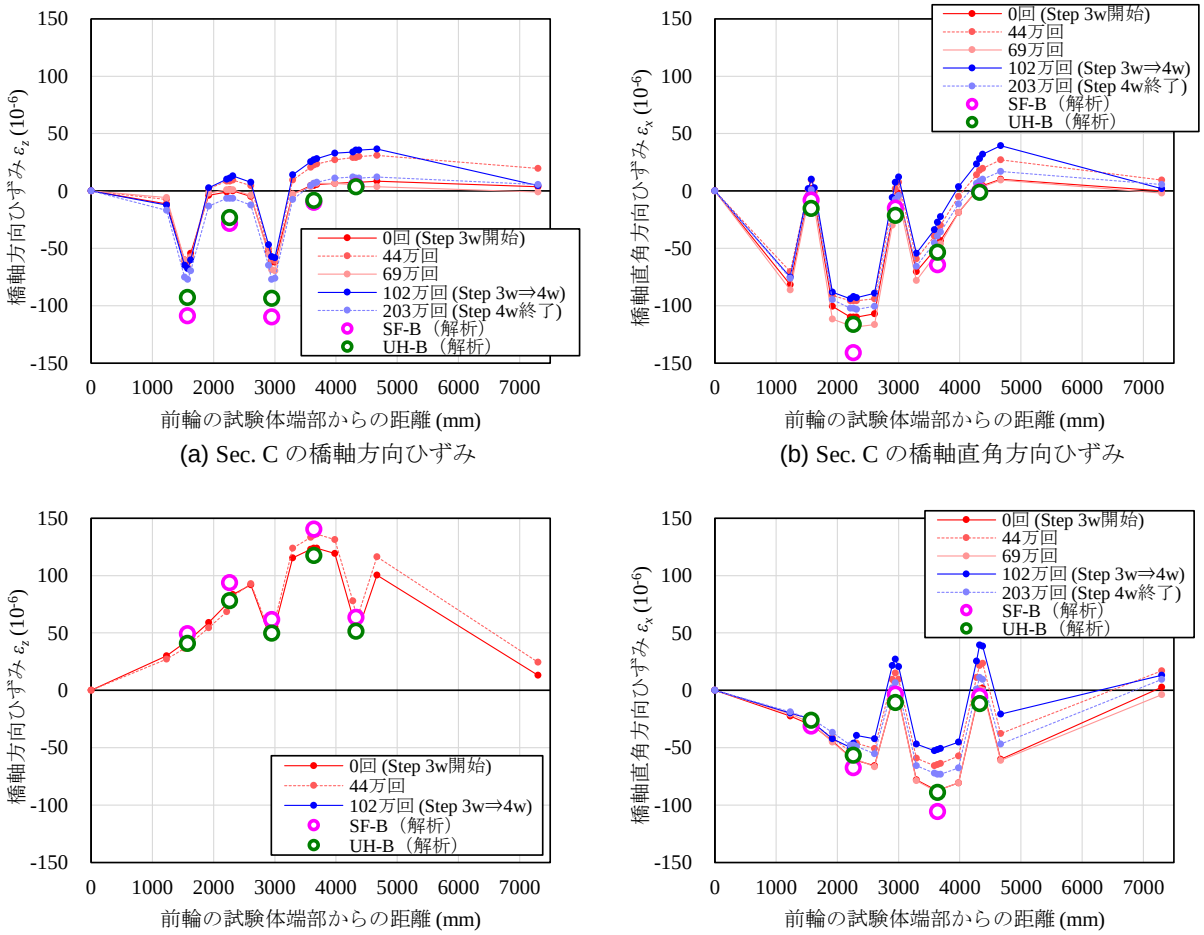
したと考えられる．一方，Step 3w や Step 4w では載荷回数に応じた変化はない．また，図-5.19(a)から，Sec. C においても繰返し載荷による応力の変動範囲の変化はみられない．このことから，少なくとも参照点付近では，繰返し載荷に伴う UHPFRC の材料自体やそのデッキプレートとの界面の劣化はないと推測される．

なお，定点疲労試験中も輪荷重走行試験と同様に溶接止端から 5mm 離れた参照点の応力の変動範囲と累積載荷回数の関係をモニタリングしていたが，試験中には変化がなかった．

5.6.2　UHPFRC 上面のひび割れ

輪荷重走行試験の鋼床版試験体における UHPFRC 上面のひび割れを図-5.20 に示す．Step 3w で 44 万回載荷時に，横リブ（Sec. G）位置や，U リブスパン中央や主桁垂直補剛材（Sec. C，Sec. K）位置に橋軸直角方向のひび割れが確認された．その後，載荷回数の増加とともに輪荷重走行範囲周辺においてひび割れ密度が増加した．このことから，ひび割れの発生原因は輪荷重によるものと考えられる．なお，現場継手部の UHPFRC の厚さは他の箇所に比べ薄いが，目立った変状はなかった．Step 4w 終了時のひび割れ幅は最大で 0.08mm あり，UHPFRC のひび割れ分散性により，大きなひび割れ幅にならなかったと推測される．ひび割れ幅が最大の箇所のコア削孔結果を図-5.20 中の写真 1 に示す．デッキプレートまで達するひび割れを確認できるが，アセトンの塗布により視認できる程度の微細なものである．また，UHPFRC 施工目地の目開きは 0.3mm であったが，試験開始時にはすでに目開きをしていたため，目開きの主な原因は材料の収縮であり，繰返し荷重による影響は小さいと思われる．

このように貫通ひび割れや目開きが確認されたが，文献 25), 26)のように水張状態の試験において急速にひび割れが増加したり，水やセメント分が噴出することは観察されず，むしろ水張状態によりひび割れが閉口している箇所も見受けられた．既往研究 [39]において水に浸漬されることに



(a) Sec. C の橋軸方向ひずみ　(b) Sec. C の橋軸直角方向ひずみ

(c) Sec. G の橋軸方向ひずみ　(d) Sec. G の橋軸直角方向ひずみ

図-5.21　輪荷重走行試験における UHPFRC 上面ひずみの橋軸方向の影響線

よりひび割れが自己的に閉塞することが報告されているが，本試験においても同様の現象が起きた可能性が考えられる．

なお，定点疲労試験の鋼床版試験体における UHPFRC 上面も，全ての載荷終了後に確認したが，目視で確認できるひび割れ等の目立った変状はなかった．

5.6.3　UHPFRC 上面のひずみの影響線

輪荷重走行試験における UHPFRC 上面のひずみの影響線を**図-5.21** に示す．ひずみは Sec. C，G と Line 3 の交点において測定した．なお，**図-5.21(c)**で 44 万回以降のデータは欠測している．また，図中の解析値は，荷重モデル Load-1 を 1400mm 間隔のタンデム軸となるよう 2 つ橋軸方向に並べて載荷して求めたものであり，SFRC 敷設を想定した解析値も比較のため併記している．

本研究に用いた材料の JIS A 1113 の割裂引張強度試験より求めたひび割れ発生強度は試験開始時点で 10.6N/mm^2 であり，ひび割れ発生までの応力―ひずみ関係が線形であるとして試験開始時の弾性係数 44.1kN/mm^2 よりひずみを求めると 240×10^{-6} となる．UHPFRC 上面側ひずみの影響線で最も引張ひずみが大きくなる**図-5.21(c)**でも最大で 140×10^{-6} 程度であり，ひび割れ発生強度に対して輪荷重による引張ひずみは小さい．また，**図-5.21** の位置に対する UHPFRC 下面側のひずみ

表-5.11　接着剤の層厚の中央における最大，最小応力

解析ケース			UH-B (a)		SF-B (b)		(a)/(b)	
照査応力			最大値	最小値	最大値	最小値	最大値	最小値
橋軸方向せん断応力	τ_{xy}	(N/mm^2)	2.50	-2.49	2.64	-2.63	94.7%	94.7%
橋軸直角方向せん断応力	τ_{zy}	(N/mm^2)	3.32	-2.11	3.44	-2.17	96.5%	97.2%
垂直な方向の直応力	σ_y	(N/mm^2)	2.42	-10.75	2.09	-10.44	115.8%	103.0%

を解析で求めたところ最大で 25×10^{-6} 程度であり下面側からのひび割れ発生の可能性は上面側より小さいと考えられる．そのため，ひび割れの発生原因としては，輪荷重走行による動的作用の影響，材料の硬化収縮時に生じる拘束ひずみの影響や材料自体の疲労の影響があるものと思われる．一方で，走行回数とひずみの関係には大きな変化はみられなかった．

解析ケース UH-B と SF-B を比較すると，SF-B のひずみが全体的に大きく，引張ひずみが最も大きい箇所（図-5.21(c)の z=3637.5mm）では SF-B の方が 2 割ほど大きい．敷設材のひずみについても UHPFRC 敷設が SFRC 敷設より若干改善される結果となった．

5.6.4　UHPFRC とデッキプレートとの残存付着強度

Step 5w における引抜試験より求めた UHPFRC とデッキプレートとの残存付着強度を図-5.20 に合わせて示している．残存付着強度は引抜試験の最大荷重をコアの断面積で割ったものである．引抜試験の実施個所は，橋軸方向には最大のひび割れ幅となった Sec. C，UHPFRC 施工目地を設けた Sec. E，横リブ断面である Sec. G，現場継手部を設けた Sec. I とし，橋軸直角方向には溶接線直上と溶接線間とした．また，弾性有限要素解析で接着剤に生じるせん断応力が最大となった主桁垂直補剛材の直上と，材料の収縮の影響を最も受けると考えられる試験体の隅においても実施した．

代表的な引抜試験の破壊面を図-5.20 中の写真 2，3 に示す．UHPFRC 施工目地では写真 2 のように破壊面に青色の接着剤がみられ，一部凝集破壊をしていた．現場継手部では UHPFRC と樹脂モルタル補修材の界面付近で破壊していた．その他は写真 3 のように接着剤近傍の材料破壊であった．引張付着強度は，小口径のコアとした現場継手部で比較的大きな値となったため，そのデータを除き整理すると，平均 5.0N/mm^2，標準偏差 0.8N/mm^2 となった．都市高速で用いられる SFRC 敷設の施工管理の基準値である 1.0N/mm^2 や，既往の SFRC 敷設の検討[4), 7), 8)]と比較して十分な残存付着強度を有していることを確認できる．

また，図-5.21 に示した解析値を求めたときと同じ荷重モデル，載荷位置，解析ケースの場合の接着剤の層厚の中央における最大，最小応力を表-5.11 に示す．SFRC 敷設に比べ，UHPFRC 敷設の場合は垂直な方向の引張応力が最大で 16%程度大きくなるものの，せん断応力は小さくなる結果となった．大きくなった垂直な方向の引張応力についても引張付着強度 5.0 N/mm^2 の半分程度の応答値となっており，敷設材の剛性が大きくなることに伴う接着界面の剥離力の増大に対しても十分な接着性を確保できていると考えられる．

5.6.5　本試験の疲労負荷と実橋との関係

輪荷重走行試験における UHPFRC の材料自体やそのデッキプレートとの界面に対する本試験の疲労負荷が実橋の実働荷重において何年相当の疲労負荷となるかの関係を試算した．試算のための実働荷重としては鋼床版橋で実測された軸重分布や走行位置分布[40]を参考に，正規分布に従う荷重頻度分布をもつ軸重（平均 30.6kN，標準偏差 12.0kN）が 16,774 回／日載荷すると想定し，うち 10%が本試験のように着目溶接線直上を通過するものと仮定した．想定した荷重条件は重交通路線のものである．UHPFRC の材料自体については，繰返し 4 点曲げ疲労試験の結果に基づいた S-N 曲線[21]に，UHPFRC とデッキプレートとの界面については，鋼板と UHPFRC のせん断付着疲労試験より得られた S-N 曲線[41]に従うものと考える．なお，双方の S-N 曲線に対して疲労限の影響は考慮していない．

上記の仮定と線形被害則に基づき，本試験の 70kN，200 万回が実橋の何年供用に相当するかを試算した結果，UHPFRC の材料自体は約 180 年，UHPFRC とデッキプレートとの界面は約 140 年となった．なお，定点疲労試験では輪荷重走行試験に対して，荷重範囲は 2.6 倍，繰返し回数は 2.0 倍の疲労負荷を与えており，設計供用期間を 100 年[24]と想定すると，本試験は十分な疲労負荷を与えたと考えられる．

なお，接着剤接合部の耐久性に関しては，輪荷重の繰返し作用以外にも水や温度による環境作用の影響が考えられる[42),43]．環境作用の影響に関しては知見が少ないため，引き続き検討が必要であると考えられる．

5.7　UHPFRC 敷設によるビード進展型き裂への対策効果

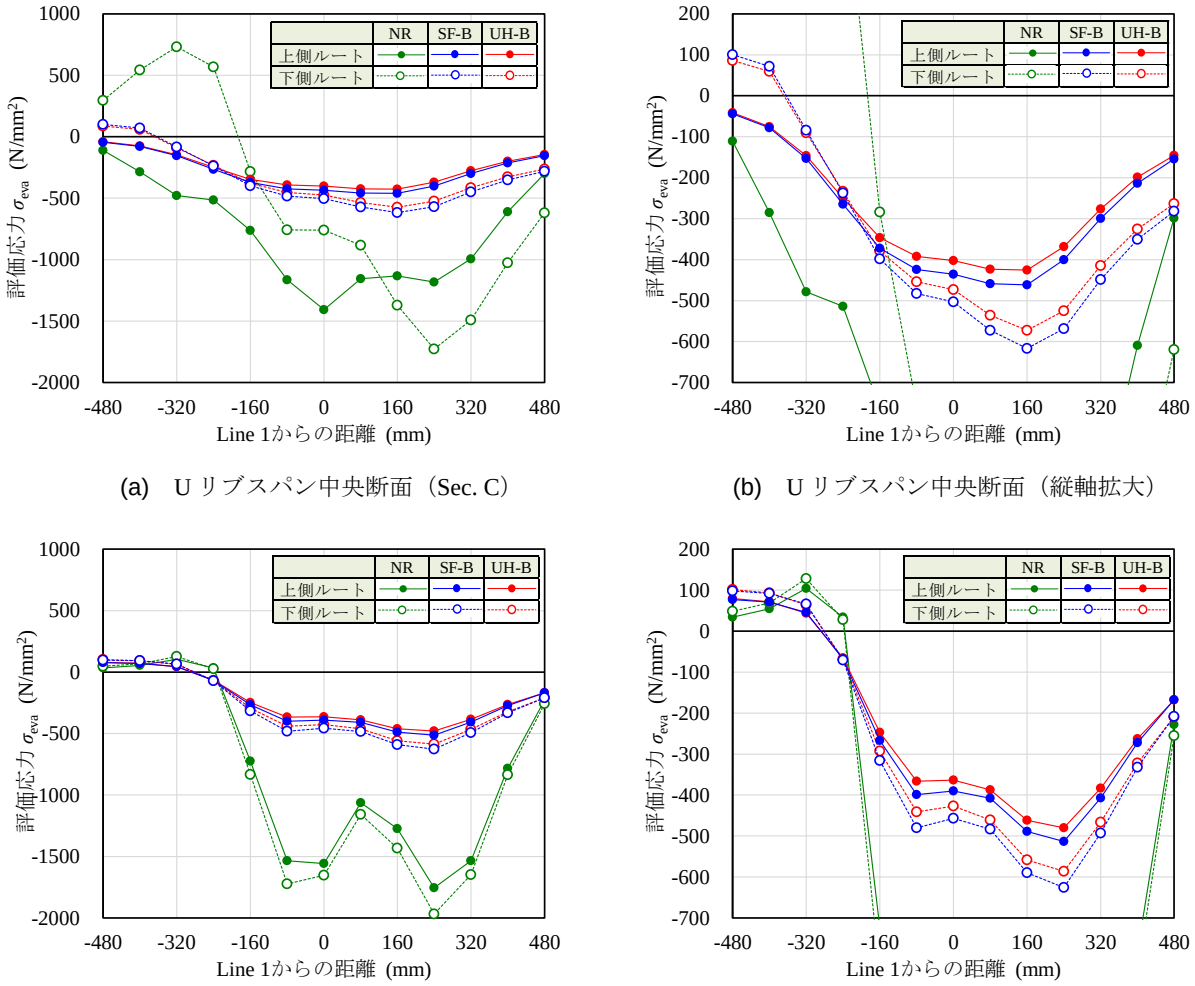
UHPFRC 敷設によるビード進展型き裂への対策効果を明らかにするため，**第 2 章**の**図-2.6** に示す実橋の鋼床版の部分モデルを用いた有限要素解析を実施した．解析においては，5.4.1 の UH-B と同様に UHPFRC 敷設をモデル化している．また，必要に応じて SFRC 敷設も SF-B と同様にモデル化している. サブモデルについては, **第 2 章**で定義した評価応力を求める場合は, **図-2.6(b)** , (c)と同じものを用いた.

解析により得られた評価応力 σ_{eva} や，ビード進展型き裂のき裂先端の応力拡大係数範囲 ΔK_{I} により，局部応力の低減効果やき裂進展抑制効果に関して考察した.

5.7.1　応力低減効果

UHPFRC 敷設によるルート部の応力低減効果として，評価応力 σ_{eva} の橋軸直角方向の影響線を**図-5.22** に示す．荷重モデルは Load-2 とした．溶接溶込み量は U リブ厚の 16.7%とした.

図より，解析ケース NR に比べ，解析ケース UH-B は最大値が 1/3 程度まで応力低減していることが確認できる．また，U リブスパン中央断面（Sec. C）に関しては，応力のピークを示す位置が解析ケース NR と UH-B で異なっている．**第 2 章**の検討より，溶接溶込み量が小さい場合は下側ルートからルート進展型き裂が発生しやすいことがわかっているが，下側ルートにおいても応力低減効果が確認できた．なお，解析ケース SF-B と UH-B を比較すると，若干ではあるが解析ケース UH-B の方の応力低減効果が大きかった.



(a) U リブスパン中央断面（Sec. C）

(b) U リブスパン中央断面（縦軸拡大）

(c) 横リブ断面（Sec. G）

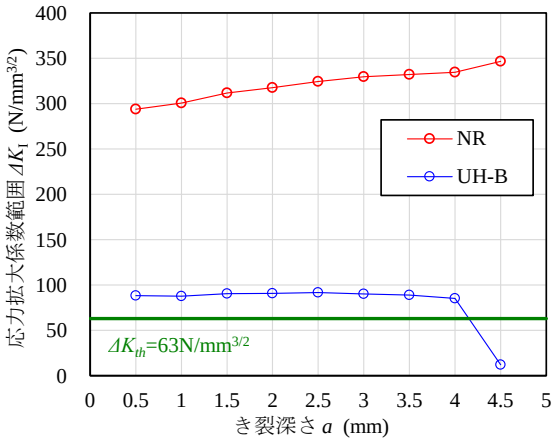
(d) 横リブ断面（縦軸拡大）

図-5.22 評価応力の橋軸直角方向影響線

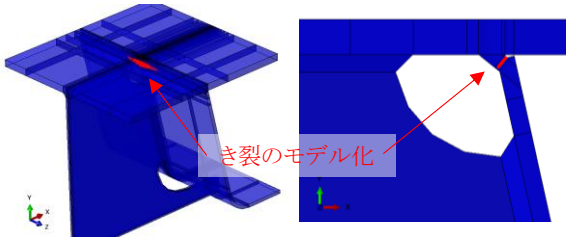
5.7.2 応力拡大係数範囲とき裂深さの関係

敷設材の違いによるビード進展型き裂に対する応力拡大係数範囲 ΔK_I とき裂深さの関係を求めた．着目断面は横リブ交差部（Sec. G）とした．荷重モデルは Load-1 とし，載荷中心が着目溶接線に対して橋軸直角方向に 240mm 移動した位置とした．その位置は**図-5.22(a)**より，解析ケース NR の場合に下側ルート部の応力が最も厳しくなる載荷位置である．溶接溶込み量は U リブ厚の 50.0%とした．その結果を**図-5.23(a)**に示す．き裂は**図-5.23(b)**のような，のど厚の最も小さい方向に半楕円形状で進展していくことを想定しており，き裂寸法は**図-5.23(c)**と仮定した．

解析ケース NR では応力拡大係数範囲が 300N/mm$^{3/2}$ 以上であり，き裂寸法が大きくなるに従い増加する傾向がある．一方で，解析ケース UH-B では応力拡大係数範囲が 100N/mm$^{3/2}$ 以下であり，き裂深さ a=4mm 以下ではき裂寸法に関わらず一定である．**図-5.23(a)**には，JSSC 疲労設計指針 [38] の最安全設計曲線に対する下限界応力拡大係数範囲 ΔK_{th}=63N/mm$^{3/2}$ も併せて示している．UHPFRC 敷設の場合でも，ΔK_{th} よりは大きな応力拡大係数範囲となっているが，**表-5.10** の結果を考えるとき裂を停留できる可能性があると思われる．ただし，ビード進展型き裂に関しては，本研究において発生を再現できていないことから，今後の課題として本節での解析的検討に対する



(a)　応力拡大係数範囲とき裂深さの関係



(b)　解析における半楕円き裂のモデル化

Unit: mm

深さ a	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5
半長さ c	2	4	7	10	14	19	26	35	48

(c)　き裂寸法

図-5.23　ビード進展型き裂に対する応力拡大係数範囲とき裂深さの関係

実験的な検証が必要であると考える．

5.8　まとめ

本研究は，ルートき裂のうち主にデッキ進展型き裂を対象として，UHPFRC 敷設による疲労対策の効果とその対策自体の疲労耐久性について，有限要素解析および疲労試験により検討した．加えて，UHPFRC 敷設によるビード進展型き裂に対する対策効果に関しても解析的に考察した．得られた主な結果を以下に示す．

(1)　デッキ進展型き裂に対して，F 荷重以下の荷重作用であれば，線形弾性破壊力学が適用できることが示された．

(2)　疲労試験により得られた 3 つのデッキ進展型き裂に対して，き裂処理を省略しても UHPFRC 敷設により進展が抑制できることを確認した．1 つのデッキ進展型き裂については，対策後に進展がみられたが，デッキプレートを貫通するき裂にまでは至らなかった．また，き裂閉口や溶接残留応力を考慮していない弾性有限要素解析により，進展挙動を評価できる可能性があることが示された．

(3)　き裂深さがデッキプレート板厚の 1/6～5/6 の範囲では少なくとも，デッキ進展型き裂の進展にはモード I が支配的であることが明らかとなった．また，モード I の応力拡大係数はき裂深さがデッキプレート板厚の 1/2～2/3 で極値となり，それ以降は進展とともに減少していくことが示された．

(4)　デッキ進展型き裂の応力拡大係数範囲における UHPFRC 敷設と SFRC 敷設の差は，敷設材のデッキプレートとの接着の有無による差に比べて小さいことが示された．つまり，敷設材の剛性よりも，デッキプレートとの合成の有無の方が対策効果に影響を与えるため，SFRC 敷設に関する既往の研究と同様に合成機能を担う接着剤の耐久性が重要といえる．

(5)　UHPFRC 敷設と SFRC 敷設では同じ応力拡大係数範囲となるき裂深さに 3mm 程度の差があることが示された．下限界応力拡大係数範囲でき裂の停留が評価できるとすれば，UHPFRC 敷

設の場合は SFRC 敷設より停留できるき裂深さを 3mm 程度大きくできる可能性があり，き裂処理を省略する維持管理シナリオを考えると, SFRC 敷設より UHPFRC 敷設の方が優位になると推論される.

(6) 輪荷重走行試験により UHPFRC の材料自体やそのデッキプレートとの界面に大きな劣化がないことを確認し，UHPFRC 敷設が十分な疲労耐久性を有することが示された.

(7) UHPFRC 敷設によるビード進展型き裂への対策効果について解析的に検討した結果，応力低減効果やき裂進展抑制効果が期待できる可能性があることが示された.

き裂処理を省略する維持管理シナリオの実用化を考えると，き裂処理を省略できる閾値を決定するために走行位置のばらつきや，接着剤接合部の水や温度による環境作用の耐久性に対する影響も考慮した検討が必要であると考える．また，ビード進展型き裂の対策についても実験データが必要であると考える．これらは今後の課題である.

参考文献

1) 土木学会：鋼構造シリーズ 22　鋼橋の疲労対策技術，2013.

2) 小野秀一，下里哲弘，増井隆，町田文孝，三木千壽：既設鋼床版の疲労性能向上を目的とした補強検討，土木学会論文集，No.801/I-73，pp.213-226，2005.

3) 三木千壽，鈴木啓悟，加納隆史，佐々木栄一，石田稔，高森博之：鋼床版の疲労への SFRC 舗装による予防補強とその健全性モニタリング，土木学会論文集 A，Vol.62，No.4，pp.950-963，2006.

4) 小野秀一，平林泰明，下里哲弘，稲葉尚文，村野益巳，三木千壽：既設鋼床版の疲労性状と鋼繊維補強コンクリート敷設工法による疲労強度改善効果に関する研究，土木学会論文集 A，Vol.65，No.2，pp.335-347，2009.

5) 井口進，石井博典，石垣勉，前野裕文，鷲見孝典，山田健太郎：舗装性状を考慮した鋼床版デッキプレートと U リブ溶接部の疲労耐久性の評価，土木学会論文集 A，Vol.66，No.1，pp.79-91，2010.

6) 村越潤，小菅匠，石井博典，春日井俊博，遠藤直樹，石澤俊希：ビード進展き裂を有する鋼床版に対する SFRC 舗装の対策効果に関する検討, 土木学会論文集 A1（構造･地震工学）, Vol.68, No.3，pp.722-737，2012.

7) 石井博典，井口進，春日井俊博，村越潤，梁取直樹：既設鋼床版の SFRC 舗装による応力低減効果と破壊性状に関する検討，構造工学論文集，Vol.59A，pp.1138-1149，2013.

8) 村越潤，木ノ本剛，春日井俊博，児玉孝喜，辻井豪：既設鋼床版の SFRC 舗装による補強工法と耐久性評価に関する実験的検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69，No.3，pp.416-428，2013.

9) Walter, R., Olesen, J. F., Stang, H. and Vejrum, T.: Analysis of an orthotropic deck stiffened with a cement-based overlay, *Journal of Bridge Engineering*, Vol.12, No.3, pp.350-363, 2007.

10) 三田村浩，須田久美子，福田一郎，今野久志，松井繁之：高靭性繊維補強セメント複合材料による鋼床版上面増厚補強に関する研究, 土木学会論文集 E, Vol.62, No.2, pp.356-375, 2006.

11) 大垣賀津雄，杉浦江，大久保藤和，若林伸介：ゴムラテックスモルタルの既設鋼床版への適用法に関する研究, 土木学会第 7 回複合構造の活用に関するシンポジウム, pp.53-1-53-8, 2007.
12) 三木千壽，加納隆史，片桐誠，菅沼久忠：UFC パネル貼付による鋼床版の疲労強度，鋼構造論文集，第 15 巻，第 58 号，pp.79-87，2008.
13) Shao, X., Yi, D., Huang, Z., Zhao, H., Chen, B. and Liu, M.: Basic performance of the composite deck system composed of orthotropic steel deck and ultrathin RPC layer, *Journal of Bridge Engineering*, Vol.18, No.5, pp.417-428, 2013.
14) Dieng, L., Marchand, P., Gomes, F., Tessier, C. and Toutlemonde, F.: Use of UHPFRC overlay to reduce stress in orthotropic steel decks, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.89, pp.30-41, 2013.
15) Liu, Y., Zhang, Q., Meng, W., Bao, Y. and Bu, Y.: Transverse fatigue behavior of steel-UHPC composite deck with large-size U-ribs, *Engineering Structures*, Vol.180, pp.388-399, 2019.
16) 前野裕文，鈴木教義，梅原秀哲，吉田弥智：鋼繊維補強コンクリートを用いた鋼床版の舗装，コンクリート工学，Vol.24，No.5，pp.39-46，1986.
17) 菊池孝雄，児玉孝喜，後藤和満：湘南大橋における鋼床版の疲労対策，土木学会第 10 回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，pp.1-10，2007.
18) 平林泰明，牛越裕幸，木之本剛：首都高速道路における鋼床版疲労損傷，土木学会第 10 回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，pp.39-53，2007.
19) 村越潤，森猛，幅三四郎，小野秀一，佐藤歩，高橋実：デッキ進展き裂を有する鋼床版に対する SFRC 舗装のき裂進展抑制効果，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.75，No.2，pp.194-205，2019.
20) 渡邉有寿，柳井修司，牧田通，北川寛和：UHPFRC による道路橋床版打替え・補強工法に向けた実大施工実験，プレストレストコンクリート工学会第 28 回シンポジウム論文集，pp.619-622，2018.
21) 土木学会：コンクリートライブラリー113 号　超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004.
22) 渡邊有寿，大井篤，本田智昭，柿本啓太郎，白木浩，小山一夫：高強度繊維補強モルタル製埋設型枠の断面補修に関する基礎的検討，土木学会第 71 回年次学術講演会概要集，V-117，pp.233-234，2016.
23) 三木千壽，菅沼久忠，冨澤雅幸，町田文孝：鋼床版箱桁橋のデッキプレート近傍に発生した疲労損傷の原因，土木学会論文集，No.780/I-70，pp.57-69，2005.
24) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　共通編，2017.
25) 三田村浩，石川博之，福田一郎，加藤静雄，松井繁之：高靭性セメント複合材料で上面増厚した鋼床版の水中環境下の輪荷重走行試験, 土木学会第 5 回道路橋床版シンポジウム, pp.273-278，2006.
26) 服部雅史，大西弘志，高田佳彦，青木康素，松井繁之：ゴムラテックスモルタルで合成構造化した鋼床版の水中環境下での輪荷重走行試験，土木学会第 62 回年次学術講演会概要集，I-020，pp.39-40，2007.
27) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋・鋼部材編，2017.
28) 土木学会：鋼構造シリーズ 19　鋼床版の疲労　2010 年改訂版，2010.

29) Kainuma, S., Yang, M., Jeong, Y., Inokuchi, S., Kawabata, A. and Uchida, D.: Experimental investigation for structural parameter effects on fatigue behavior on rib-to-deck welded joints in orthotropic steel decks, *Engineering Failure Analysis*, Vol.79, pp.520-537, 2017.
30) 森猛，金子想，林暢彦，内田大介，小笠原照夫：鋼床版デッキ進展き裂の起点を対象とした応力影響面とその利用，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.73，No.1，pp.21-31，2017.
31) T. L. Anderson（栗飯原周二，金田重裕，吉成仁志訳）：破壊力学（第 3 版）－基礎と応用－，森北出版，2011.
32) 白鳥正樹，三好俊郎，松下久雄：数値破壊力学，実教出版，1980.
33) Newman, J. C. and Raju, I. S.: Stress-intensity factor equations for cracks in three-dimensional finite bodies subjected tension and bending loads, *NASA Technical Memorandum*, 85793, 1984.
34) 日本材料学会：フラクトグラフィ―破面と破壊情報解析，2000.
35) 日本非破壊検査協会：超音波探傷試験 III，2001.
36) Chang, J., Xi, J. and Mutoh, Y.: A general mixed-mode brittle fracture criterion for cracked materials, *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 73, pp.1249-1263, 2006.
37) 平山繁幸，村野益巳，村越潤，窪田光作，高橋晃浩，入江健夫：既設鋼床版橋梁におけるデッキ貫通型き裂の進展に関する検討，構造工学論文集，Vol.64A，2018.
38) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説－付・設計例－2012 年改定版，2012.
39) 河野克哉，川口哲生，橋本勝文，横田弘：初期ひび割れを通じて海水作用を受ける超高強度繊維補強コンクリートの力学特性と組成変化，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.1，pp.283-288，2015.
40) 高田佳彦，木代穣，中島隆，薄井王尚：BWIM を応用した実働荷重と走行位置が鋼床版の疲労損傷に与える影響検討，構造工学論文集，Vol.55A，pp.1456-1467，2009.
41) 松田有加，横田祐起，一宮利通，渡邊有寿，牧田通，服部雅史：UHPFRC を用いた橋梁床版の補修・補強工法における界面の付着疲労試験，土木学会第 75 回年次学術講演会概要集，V-611，2020.
42) 幅三四郎，村越潤，小野秀一，佐藤歩：屋外暴露した鋼床版 SFRC 舗装試験体の接着剤接合部の経年劣化傾向，第 25 回鋼構造年次論文報告集，Vol.25，No.9，pp.63-70，2017.
43) 松本稔将，村越潤，小野秀一，高橋実，森猛：鋼床版 SFRC 舗装における接着剤接合部のせん断疲労挙動に関する実験的検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.76，No.5，pp.II_72-II_83，2020.

第 6 章　ルートき裂に対する床版下面からの対策方法の検討

6.1　はじめに

U リブ・デッキプレート溶接部のルートき裂の対策として，当て板補強，溶接による補修，部材取替え，舗装材料の変更による補強などが行われている[1]．ただし，多くの場合で交通規制が必要である．鋼床版は交通量の多い都市部に多く採用されていることを考えると，交通規制が不要な対策が望まれ，床版下面からの対策も提案されている[2)-9)]．また，鋼床版は死荷重を軽減したい橋梁に多く採用されていることを考えると，死荷重が増加しない対策が望まれるが，筆者らの知る限り溶接による補修を除き，死荷重が増加しない方法は提案されていない．

そこで本研究は，2002 年の道路橋示方書[10)]以前の基準で設計された鋼床版を主な対象として，デッキおよびビード進展型き裂に対して，交通規制が不要であり，かつ死荷重が増加しない対策方法を提案することを目的とした．具体的には，U リブの下フランジを撤去し，U リブ・デッキプレート溶接部を U リブ内側からも溶接する対策方法を提案した．

まず，構造改変を伴う本対策の実現性の確認として，耐荷性能，溶接の施工性と出来形，アスファルト舗装への影響を検証した．次に，対策前後での着目溶接部周辺の局部応力やき裂先端の応力性状の変化，および他の部位への影響を有限要素解析により確認した．最後に，本対策の疲労耐久性を定点疲労試験により明らかにした．

6.2　既往の床版下面からの疲労対策の整理

U リブ・デッキプレート溶接部の床版下面からの疲労対策として既に提案されているものの特徴を整理する．まず，補強材を追加する方法としては以下に示すものが提案されている．

1) U リブ内に軽量骨材コンクリートを充填する方法[2)]
2) U リブ内に軽量高流動モルタルを充填し，U リブ間に補強縦桁を増設する方法[3)]
3) 山形鋼で U リブを補剛した上で U リブ下面を開放して開断面化し，U リブの片側すみ肉溶接に内面からすみ肉溶接を追加する方法[4)]
4) U リブを雨樋型にカットし，CT 鋼を U リブに取り付けた上で，U リブを再度閉塞する方法[5)]
5) U リブ内に軽量膨張モルタルを充填し，U リブ間に逆 U 形の鋼板を取り付ける方法[6)]
6) U リブ内外面に溶接線を挟むように折り曲げ薄鋼板を設置し，弾性支持する方法[7)]
7) U リブ・デッキプレート溶接部のビードを切断し，逆 L 形の鋼板をスレッドローリングねじや高力ワンサイドボルトで取り付ける方法[8)]
8) U リブ・デッキプレート溶接部のビードを切断し，逆 L 形の鋳鉄板をねじ付きスタッドや高力ワンサイドボルトで取り付ける方法[9),]

これらの対策は，溶接部の応力低減効果や疲労耐久性が検証されているものであり，一部は実用化に至っているものもある．一方で，いずれの対策も補強材を追加することから死荷重が増加する．

次に，補強材の追加以外の対策に着目すると，ビード進展型き裂に対する対策として，溶接による補修が行われている．溶接補修は溶接部を概ね元の状態に戻すのみであり，死荷重の変化は

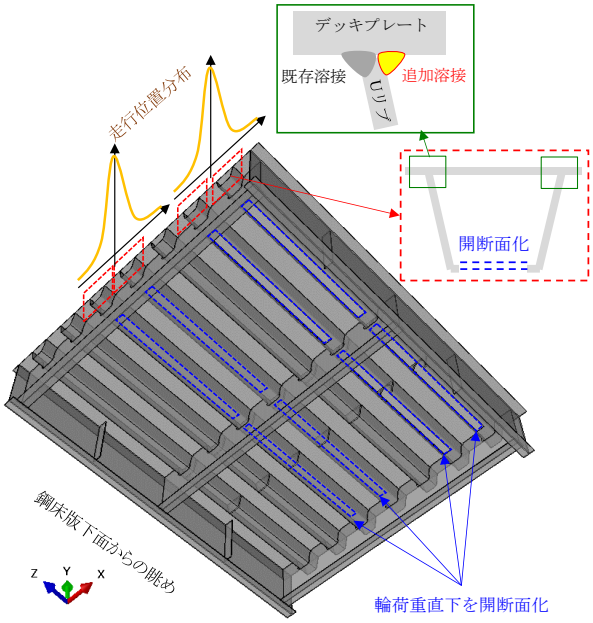


図-6.1　U リブの開断面化および両側すみ肉溶接化による対策方法の概要図

ほぼない．例えば，イギリスの Severn 橋での大規模な溶接補修の事例がある [11]．また国内でも，CO_2 ガスシールドアーク溶接による再溶接や増し盛り溶接 [12]，TIG 溶接による補修 [13]の事例がある．

U リブ・デッキプレート溶接部は片側すみ肉溶接であるためルートの疲労強度が低い．そのため，文献 4)の検討にあるように U リブの内面からも溶接を追加し，両側すみ肉溶接とすることで，死荷重をほとんど増加させずに疲労強度を向上できると考えられる．その観点から，内面から溶接を追加する方法として CO_2 ガスシールドアーク溶接 [14]や TIG による溶融 [15]が提案されている．また海外では，両側すみ肉溶接を適用した橋梁も存在する [16]．しかし，ルートの疲労強度が改善されるものの，き裂起点が止端に移行する可能性が指摘されており [4),17),18)]，国内では実用化に至っていない．

6.3　U リブの開断面化および両側すみ肉溶接化による対策方法の提案

前節より，死荷重を増加させない方法として有効と考えられるのは内面からすみ肉溶接を追加する方法（以下，追加溶接）であり，その際に止端き裂を防ぐ必要があると考えられる．そこで，U リブの下フランジを撤去し開断面化することを提案する．これにより，追加溶接の施工性が向上し，止端処理や点検も容易になる．加えて，部材の一部を撤去するため死荷重の点でも優位である．

以上を勘案し，**図-6.1** に示す U リブの開断面化および両側すみ肉溶接化による対策方法（以下，本対策）を検討する．本対策を実施する U リブは，**第 3 章**の走行位置のばらつきを考慮し，ばらつきの中心に近い 2 本を想定している．なお，本対策により**第 1 章**に示したように U リブの利点である溶接延長や塗装面積の低減，ねじり剛性は失われてしまうこととなる．溶接延長や塗装面

表-6.1　U リブの耐荷性能の照査に用いた設定値と照査結果

記号	単位	数値	説明	照査
I	10^7mm^4	5.489		
y_u	mm	52.71		
y_l	mm	199.29		
M_{max}	kN・m	64.086	対象橋梁の設計計算書より	
M_{min}	kN・m	-49.896	対象橋梁の設計計算書より	
$\|\sigma_u\|$	N/mm^2	61.5	設計の制限値(295N/mm^2)以下	OK
$\|\sigma_l\|$	N/mm^2	232.5	設計の制限値(295N/mm^2)以下	OK

積は本対策により増加するが，6.2 で示した既往の対策と比較しても省力的であると考えられる．また，ねじり剛性の低下によりデッキプレートの変形増大が懸念されるが，この点に関しては本章において検討することとする．

6.4　耐荷性能への影響

耐荷性能の照査では，2002 年以前の道路橋示方書に基づき設計された第 3 章の鋼床版橋を対象に，U リブの耐荷性能と，2 方向面内力を受ける補剛板としての耐荷性能を確認した．なお，照査は当時の設計計算書を基に行っているが，本章では SI 単位に換算して記載している．また，U リブは安全側の評価となるように橋軸方向の全てを開断面化するとした．

6.4.1　U リブの耐荷性能

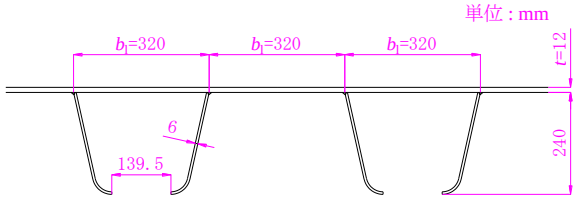
U リブの耐荷性能を，既設橋の修繕設計に一般に適用される文献 19)に基づき照査した．設計計算書に記載の最大または最小曲げモーメント M_{max}，M_{min}，開断面化した場合の U リブの中立軸まわり断面二次モーメント I，中立軸から上縁または下縁までの距離 y_u，y_l より，U リブの上，下縁の応力 σ_u，σ_l を求めた．照査に用いた設定値と照査結果を表-6.1 に示す．主桁作用と床版および床組作用を同時に考慮した場合の応力度は許容応力度以下となり，開断面化しても U リブの耐荷性能は十分であった．なお，開断面化による応力の増加率を計算すると，$|\sigma_u|$は 1.17 倍，$|\sigma_l|$は 1.68 倍となる．

6.4.2　2 方向面内力を受ける補剛板としての耐荷性能

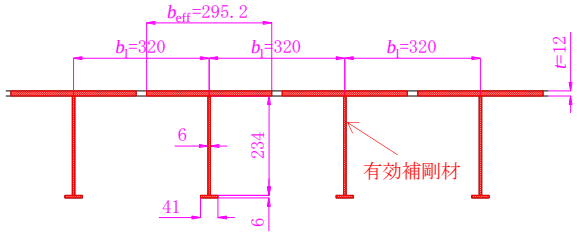
2 方向面内力を受ける補剛板としての耐荷性能を文献 20)に基づき照査した．

橋軸方向の圧縮強度は柱モデルアプローチ [21]により算定した．有効座屈長 L_{eff} は，横リブが十分に剛として U リブスパンとした．ここで，有効補剛材として，デッキプレート上縁まわり断面二次モーメントが図-6.2(a)と等価となる，図-6.2(b)の仮想の T 形柱を定義する．有効補剛材の断面積 A_{eff}，断面二次モーメント I_{eff}，断面二次半径 r_{eff} とすると細長比パラメータ λ_{eff} は式(6.1)により求まる．

$$\lambda_{eff} = \frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}}\frac{L_{eff}}{r_{eff}} \tag{6.1a}$$



(a)　開断面化した U リブ



(b)　柱モデルアプローチにおける有効補剛材

図-6.2　開断面化した U リブの有効補剛材へのモデル化

$$r_{\mathrm{eff}} = \sqrt{I_{\mathrm{eff}}/A_{\mathrm{eff}}} \tag{6.1b}$$

ここで，σ_{Y}：降伏強度，E：弾性係数である．なお，式(6.1b)の r_{eff} の算出にデッキプレートの有効幅 b_{eff} が必要となるが，まずは初期値として補剛材の腹板間隔 b_{l} を代入する．有効補剛材の終局応力度 σ_{esm} は次式により求めた．

$$\sigma_{\mathrm{esm}} = \left(-0.299\lambda_{\mathrm{eff}}{}^{3}+0.618\lambda_{\mathrm{eff}}{}^{2} - 0.852\lambda_{\mathrm{eff}}+1.135\right)\sigma_{\mathrm{Y}} \tag{6.2}$$

なお，式(6.2)は SM490 に対して求められた式であり，対象橋梁の鋼種である SM490Y とは異なるものの，終局応力度は等価と仮定した．板パネルの細長比パラメータ R_{p} は次式により求めた．

$$R_{\mathrm{p}} = \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{4\pi^2}\frac{\sigma_{\mathrm{esm}}}{E}}\frac{b_{\mathrm{l}}}{t} \tag{6.3}$$

ここで，μ：ポアソン比，t：デッキプレートの板厚である．b_{eff} は次式により求めた．

$$b_{\mathrm{eff}} = b_{\mathrm{l}}\left(0.702R_{\mathrm{p}}{}^{3} - 1.640R_{\mathrm{p}}{}^{2}+0.654R_{\mathrm{p}}+0.926\right) \tag{6.4}$$

式(6.4)で求めた b_{eff} を再び式(6.1)に代入し，この反復計算を σ_{esm} が一定値に収束するまで繰り返すと，最終的な σ_{esm}，A_{eff}，b_{eff} が求まる．橋軸方向の圧縮強度 σ_{xmo} は次式により求めた．

$$\sigma_{\mathrm{xmo}} = \sigma_{\mathrm{esm}}\frac{A_{\mathrm{eff}}+b_{\mathrm{eff}}\cdot t}{A_{\mathrm{eff}}+b_{\mathrm{l}}\cdot t} \tag{6.5}$$

橋軸直角方向の圧縮強度は，U リブ内部にあたるデッキプレートを柱として圧縮強度を算定した．なお，U リブ間にあたるデッキプレートは U リブと横リブで周辺単純支持されているため，U リブのみで支持された U リブ内部より圧縮強度が高い．まずは，開断面化しても必要最小剛比を確保できるか確認した．必要最小断面二次モーメント I_{req} は次式により求めた．

表-6.2　2 方向面内力を受ける補剛板としての耐荷性能の照査に用いた設定値と照査結果

＜橋軸方向の圧縮に対する照査＞

記号	単位	数値	説明	照査
L_{eff}	mm	2500		
A_{eff}	mm^2	5192.51	反復計算の収束値	
I_{eff}	$10^7\mathrm{mm}^4$	3.18091	反復計算の収束値	
r_{eff}	mm	75.56	式(6.1b)　反復計算の収束値	
λ_{eff}		0.4221	式(6.1a)　反復計算の収束値	
σ_{esm}	$\mathrm{N/mm}^2$	280.5	式(6.2)　反復計算の収束値	
R_{p}		0.5175	式(6.3)　反復計算の収束値	
b_{eff}	mm	295.2	式(6.4)　反復計算の収束値	
σ_{xmo}	$\mathrm{N/mm}^2$	267.7	式(6.5)　反復計算の収束値 設計上の作用($125.6\mathrm{N/mm}^2$)以上 安全率 ν=2.13	OK

＜橋軸直角方向の圧縮に対する照査＞

記号	単位	数値	説明	照査
α		0.128		
I_{ref}	$10^7\mathrm{mm}^4$	4.6817	式(6.6)	
γ_l/γ_l^*		1.013	式(6.7) 必要最小剛比以上あり	
λ		1.22	式(6.8b)	
σ_{ymc}	$\mathrm{N/mm}^2$	156.9	式(6.8a)	
σ_{ymp}	$\mathrm{N/mm}^2$	141.2	式(6.8a) 設計上の作用($42.5\mathrm{N/mm}^2$)以上 安全率 ν=3.32	OK

＜2方向の圧縮に対する照査＞

記号	単位	数値	説明	照査
σ_{u}	$\mathrm{N/mm}^2$	302.6	式(6.9) 設計上の作用($132.6\mathrm{N/mm}^2$)以上 安全率 ν=2.28	OK

$$I_{\mathrm{req}} = \frac{a \cdot t^3}{11}\frac{1}{4\alpha^3} \tag{6.6}$$

ここで，a：補剛板の長さ，つまり U リブスパン，α：アスペクト比，つまり b_l/a である．開断面化した際の U リブ半面の剛比 γ_l と必要最小剛比 γ_l^*の比は次式より求めた．

$$\frac{\gamma_l}{\gamma_l^*} = \frac{I_l}{I_{\mathrm{req}}} \tag{6.7}$$

ここで，I_l：開断面化した際の U リブ半面のデッキプレート上縁まわり断面二次モーメントである．本検討では式(6.7)が 1 以上となるため，必要最小剛比を確保できていた．次に，橋軸直角方向の圧縮強度 σ_{ymp} を次式により求めた．

$$\sigma_{\mathrm{ymp}} = 0.9\sigma_{\mathrm{ymc}} = \frac{0.9\sigma_{\mathrm{Y}}}{0.773+\lambda^2} \qquad (1.0<\lambda) \tag{6.8a}$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{\pi}\sqrt{\frac{\sigma_{\mathrm{Y}}}{E}}\frac{b_l}{t} \tag{6.8b}$$

2 方向面内力を受ける補剛板の圧縮強度 σ_{u} は次式により求めた．

$$\sigma_{\mathrm{u}} = \sqrt{\sigma_{\mathrm{xmo}}{}^2 + \sigma_{ymp}{}^2} \tag{6.9}$$

照査に用いた設定値と照査結果を**表-6.2** に示す．設計計算書に記載されている作用力に対して，2 倍以上の安全率を有しており，開断面化しても補剛板としての耐荷性能は十分であった．なお，

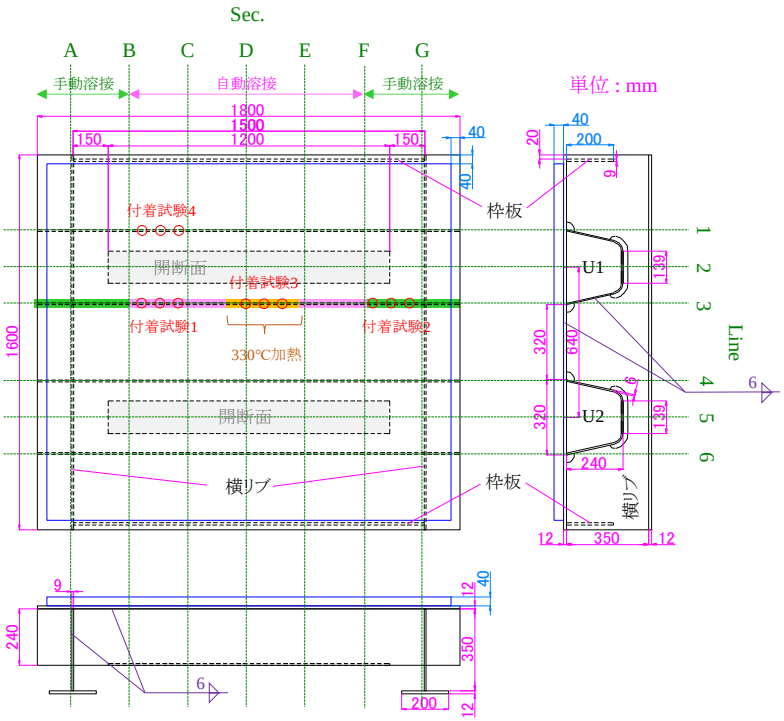


図-6.3　鋼床版部分モデルの試験体

開断面化前後の圧縮強度を比較計算したが，2 方向の圧縮強度の差は 1%以下であった．橋軸方向の圧縮強度に影響する有効補剛材の細長比パラメータは 3%程度の差しかなく，橋軸直角方向の圧縮強度は双方とも必要最小剛比を満足しているため同じとなることから，結果として本対策は 2 方向面内力を受ける補剛板としての耐荷性能に影響しないことが確認できた．

6.5　溶接の施工性と出来形

追加溶接は狭隘な箇所に対して現場で上向き姿勢による溶接となり難易度が高い．この溶接を適切に施工できるかを溶接施工試験により確認した．なお，本対策は供用下での溶接を想定しており，振動による高温割れが懸念される．そのため，輪荷重によるルートギャップの開口変位を第 2 章の図-2.6 のモデルを用いて解析的で求めたところ，文献 22)の高温割れの判定よりも十分小さい変位であることを確認している．

溶接施工試験に用いた試験体を図-6.3 に示す．第 5 章の定点疲労試験で用いたものと同じ材料，寸法の試験体を製作し，U リブを横リブの腹板から 150mm までの区間を除き開断面したものである．横リブ付近を閉断面のままとする理由は 6.7 で後述する．なお，一部閉断面とした範囲の追加溶接，TIG 処理および 6.8.2 で後述するピーニング処理は，開断面部分から手を伸ばすことで施工した．図中の Line 1，3，4，6 は U リブの溶接線直上，Line 2，5 は U リブの隣り合う溶接線間の中央である．Sec. A，G は横リブ交差部であり，Sec. B～F はその間を等分する断面である．試験体の溶接線は溶込み量に差を設け，Line 1，3 は U リブ板厚の 75%以上，Line 4，6 は 10%程度の溶込みとなるよう溶接した．

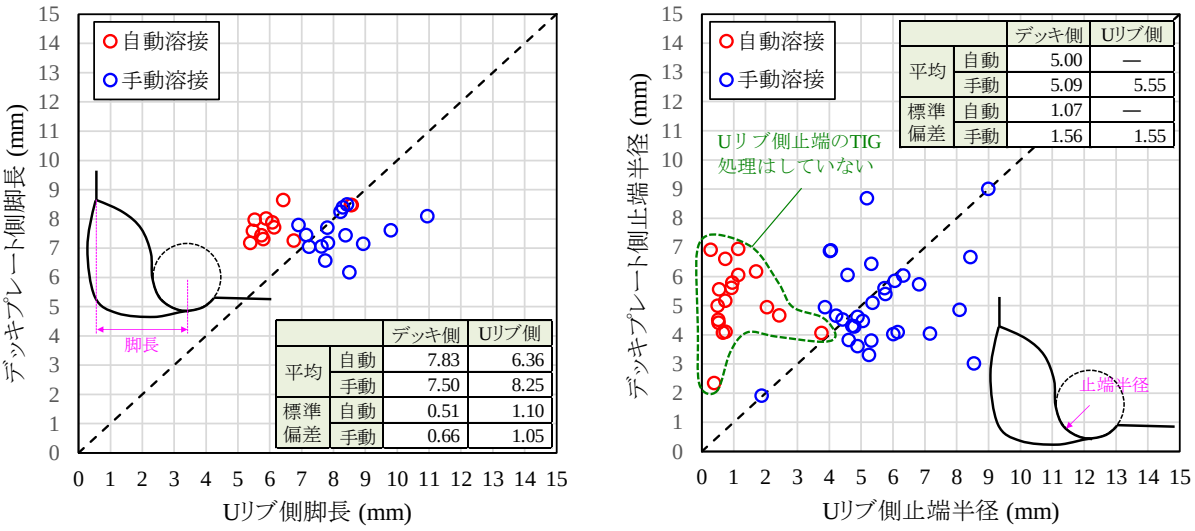
図-6.4　追加溶接の様子（自動溶接）

図-6.5　溶接断面マクロ写真

溶接施工試験に先立ち，溶接条件を決定するため予備試験を実施した．出来形の目標として，追加溶接の脚長は 6mm，TIG 処理による止端半径は 3mm 以上とした．この出来形の目標値の決定理由や TIG 処理が必要な理由は 6.7 で後述する．予備試験の結果，追加溶接は CO_2 ガスシールドアーク溶接により，溶接材料は JIS Z 3313 T49J 0T1-1CA-UH5 を用い，電圧 210V，電流 31A，速度 440mm/min の条件で，TIG 処理は電圧 150V，電流 11A，速度 80mm/min の条件で行うこととした．

溶接施工試験では Line 1，3，4，6 に追加溶接および TIG 処理を実施した．TIG 処理は 6.7 で後述する結果を踏まえ，既存溶接および追加溶接の双方に対して，横リブ交差部はデッキプレート側および U リブ側の止端に，一般部はデッキプレート側の止端のみに施した．Sec. B～F の範囲は**図**-6.4 に示すようにガイドレールを設置し，追加溶接，TIG 処理ともに自動溶接とした．一方，横リブ交差部を含むその他の範囲はガイドレールが設置できないため手で運棒する手動溶接とした．溶接は自動溶接，手動溶接の順番に実施した．各溶接の溶接ビード始終端については，自動溶接の先行ビードの終端に対して，手動溶接のビード始端を重ねるようにしている．

溶接施工試験結果の一例として，手動溶接を実施した Line 4 の横リブ交差部（Sec. A）の溶接断面マクロ写真を**図**-6.5 に示す．追加溶接に内部欠陥がないことが確認できる．また，溶接形状の計測結果を**図**-6.6 に示す．溶接脚長や止端半径は図中の定義に基づくものとする．溶接形状は印象材を用いて型取りしたものをスライスして断面形状を画像化し，CAD を用いて計測した．計測断面は Sec. A，C，G とその溶接線方向に前後 10mm の断面である．また，図中には条件ごとの平均値と標準偏差を示している．**図**-6.6(a)より，脚長は目標とした 6mm よりも大きいことがわかる．



(a)　追加溶接の溶接脚長

(b)　TIG 処理の止端半径

図-6.6　溶接形状の計測結果

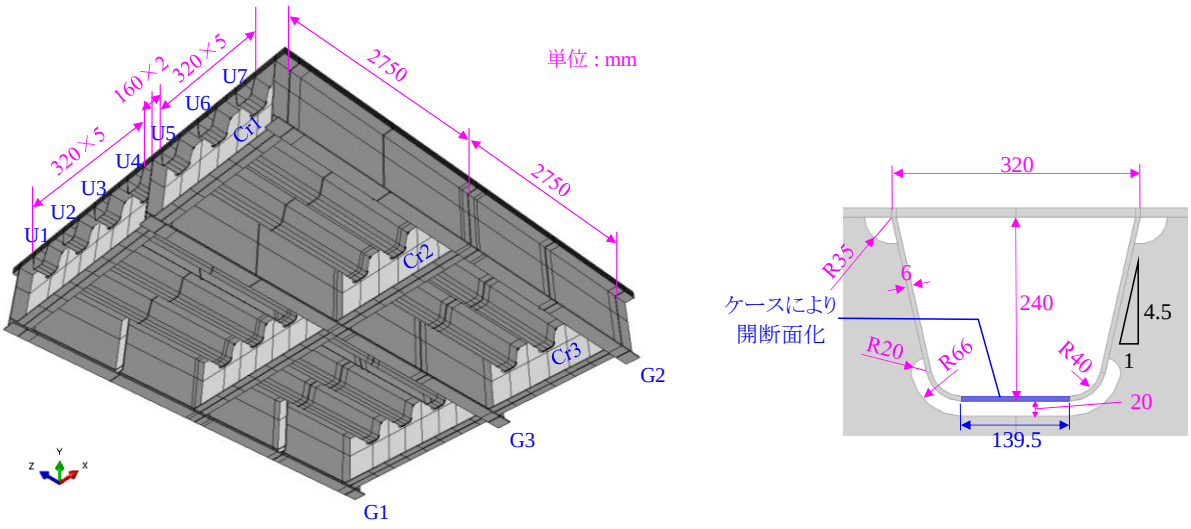
自動溶接と手動溶接の標準偏差は同程度であったが，U リブ側の脚長は自動溶接と手動溶接とで差がみられ，自動溶接では U リブ側の脚長が小さく，手動溶接では逆に大きくなる傾向がみられた．**図-6.6(b)**より，TIG 処理した箇所の止端半径は目標とした 3mm 以上を概ね満たしていることがわかる．標準偏差は手動溶接の方が自動溶接より小さい傾向がみられた．

6.6　アスファルト舗装への影響

6.6.1　デッキプレートの変形

輪荷重直下に主桁や U リブの腹板が位置する場合，デッキプレートの局所的な変形に起因してアスファルト舗装に橋軸方向のひび割れが生じることがある．本対策は U リブを開断面化するため，デッキプレートの変形挙動が変化することから，舗装への影響が懸念される．そこで，既往の研究[23)]を参考に U リブを開断面化した場合のデッキプレートの最小曲率半径を弾性有限要素解析より求め，旧本州四国連絡橋の橋面舗装基準（案）[24)]の規定である曲率半径 20m 以上となるかを確認した．なお，この規定を満足して設計，施工された鋼床版舗装は約 10 年を経た時点でも健全であったとの報告がある[25)]．

解析モデルを**図-6.7** に示す．解析モデルは**図-2.6** を参考に実橋の鋼床版パネルをモデル化したものであり，橋軸直角方向には 3 本の主桁（G1～G3），7 本の U リブ（U1～7）を，橋軸方向には 3 本の横リブ（Cr1～3）を有する．主桁腹板上に輪荷重が載荷した場合にデッキプレートの曲率半径が小さくなる[23)]ことから，舗装に対して厳しい載荷条件を設定する目的で，**図-2.6** の解析モデルに対して橋軸直角方向の中央付近に主桁（G3）を追加した．鋼床版の主な寸法はデッキプレート厚 12mm，U リブ厚 6mm，　U リブ中心間隔 640mm，U リブスパン（横リブ間隔）2750mm とし，**図-6.7(b)**のように U リブの断面形状，横リブのスカラップやスリット寸法を決定した．デッ



(a)　解析モデルと部材や断面名称　　(b)　横リブのスカラップやスリット寸法

図-6.7　輪荷重による変形の舗装への影響検証用の解析モデル

キプレート上に 80mm 厚のアスファルト舗装をモデル化した．解析には汎用の有限要素解析プログラム Abaqus 2021 を用いた．要素は線形 3 次元 8 節点ソリッド要素を基本とし，複雑な形状の箇所は部分的に線形 3 次元 6 節点ソリッド要素を併用した．鋼材の弾性係数 206,000N/mm^2，ポアソン比 0.3，アスファルト舗装の弾性係数 2,000 N/mm^2，ポアソン比 0.35 とした [23]．デッキプレートとアスファルト舗装とは完全に合成されているとして界面の節点を共有した．支持条件は主桁下フランジ下面全面を固定とした．載荷荷重は F 荷重 [26]100kN に衝撃の影響（衝撃係数 0.4）を考慮した 140kN がダブルタイヤの載荷面（200mm×200mm を 100mm 間隔で 2 面）に作用するとし，1.75N/mm^2 の等分布荷重とした．

開断面化する U リブは, U4, U5 の場合と, U3, U4 の場合の 2 ケースとした. それぞれ, ”Op1”, ”Op2” と呼ぶ．開断面化は**図-6.7(b)**の青色部分の要素を消去することでモデル化した．U リブは横リブの腹板から 150mm までの区間を除き開断面とした. 載荷ケースは舗装に対して厳しい載荷条件となるよう，**図-6.8** に示す 6 ケースとした．

デッキプレート上面の鉛直変位と最小曲率半径を**図-6.9** に示す. ここで, 図中の凡例について, 例えば”Op1-Ld1”とは開断面のケースが”Op1”，載荷ケースが”Ld1”を意味する．最小曲率半径は文献 23)を参考に，図中の矢印で示す極値を示す点に対して橋軸直角方向（x 軸方向）に±100mm の範囲のデッキプレート上面の鉛直，水平変位より，最小二乗法を用いて近似円を求め，その半径とした．図中の数値が最小曲率半径である．なお，この範囲のメッシュサイズは，文献 23)と同様に橋軸直角方向に対して 0.5mm とした．図より，どのケースも最小曲率半径が 20m 以上となり文献 24)の規定を満たしている．よって，本対策によるデッキプレートの変形挙動の変化が，アスファルト舗装の橋軸方向のひび割れ発生の原因となる可能性は低いと考えられる．

なお，デッキプレート上面の鉛直変位は開断面化することにより，U リブスパン中央で最大 1.3 倍に増大する結果であった．デッキプレートの輪荷重による変形は局所的であるため，乗り心地や振動が問題となる可能性が小さいと思われるが，今後この点に関する確認が必要と考える．

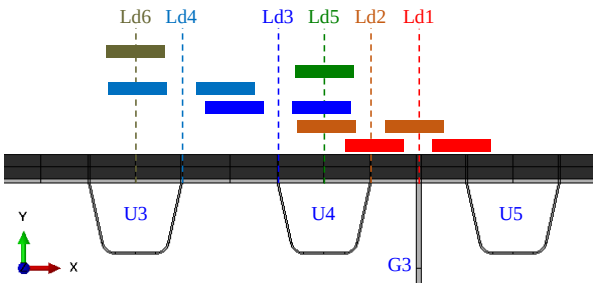


図-6.8　載荷ケース

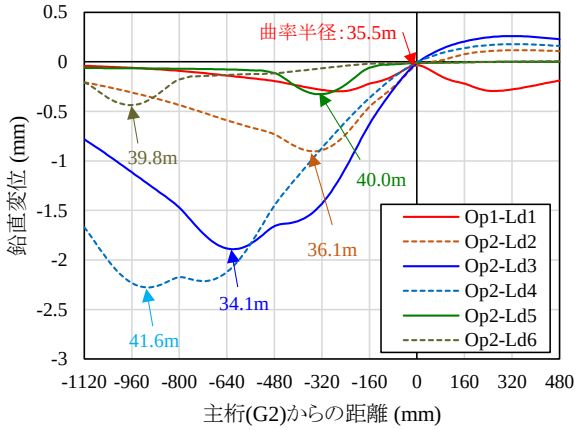


図-6.9　デッキプレート上面の鉛直変位と最小曲率半径

6.6.2　溶接による熱影響

本対策は供用下で施工することを想定していることから，施工中の走行安全性の確保のため，アスファルト舗装に対する溶接の熱影響の確認試験を実施した．温度確認試験は，**図-6.3** に示す試験体を別途製作して実施した．**図-6.3** 中の青枠部にグースアスファルト舗装を 40mm 厚で敷設し，6.5 で示した溶接条件で Line 3 のみ追加溶接と TIG 処理を施した．Sec. D のデッキプレート上面に貼り付けた熱電対により温度を計測するとともに，舗装とデッキプレートの残存付着力を計測することにより舗装への熱影響を確認した．残存付着力は，直径 50mm のコアを舗装上面からデッキプレートまで削孔し，試験体を 23℃の恒温室で 24 時間以上放置した後，同温下での建研式引張試験によって確認した．試験箇所は**図-6.3** に示す Line 3 の自動溶接，手動溶接，330℃加熱と，比較のため追加溶接していない Line 1 の計 4 ケースを 3 箇所ずつとした．各ケースを付着試験 1～4 と称す．試験箇所は構造の影響を排除するため，すべて溶接線直上とした．ここで，付着試験 3 の“330℃加熱”とは，追加溶接や TIG 処理を施した後に，熱電対の計測値で最高到達温度 330℃となるように，ガスバーナにより鋼床版下面から溶接線を意図的に加熱した箇所である．本試験は試験体が 5℃の条件で溶接を行い，計測した最高到達温度は 280℃であった．夏場はデッキプレートが 50℃程度になるため，夏場施工を想定して 330℃（280＋50℃）まで加熱した．残存付着力の計測結果を**表-6.3** に示す．追加溶接していない付着試験 4 はデッキプレート付近で凝集破

表-6.3　残存付着力の計測結果

付着試験		平均 (N/mm^2)	標準偏差 (N/mm^2)	破壊形態
1	自動溶接	3.13	0.08	舗装表面付近：材料
2	手動溶接	3.17	0.21	舗装表面付近：材料
3	330℃加熱	2.79	0.02	舗装表面付近：材料
4	溶接なし	2.21	0.03	デッキプレート付近：凝集

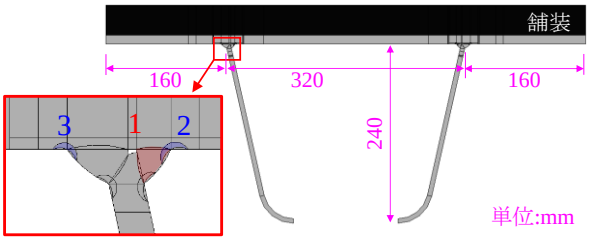


図-6.10　温度解析モデル

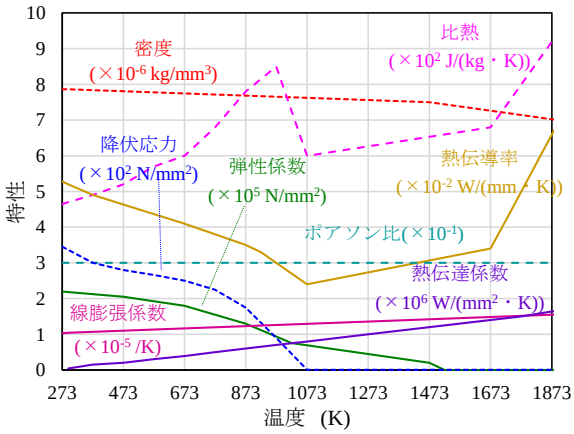


図-6.11　鋼材の材料特性のうち温度依存性

壊した．追加溶接した付着試験 1～3 はそれよりも残存付着力が 3～4 割高く，舗装表面付近で材料破壊した．

この原因を考察するために熱伝導解析を実施した．解析には Abaqus 2021 を用いた．解析は試験体の Sec. D を対象とし，図-6.10 に示すモデルで実施した．溶接部近傍の局所的な温度分布の把握を目的としていることから，計算時間を短縮するために，平面ひずみ要素を用いた 2 次元解析とした. 鋼材の材料特性のうち温度依存性は本試験体と同じ鋼種を対象としている文献 27)と同じとし，図-6.11 に示すとおりとした．なお，図には熱伝導解析に必要ない材料特性も記載しているが，以後の説明に必要なため併せて示している．舗装の材料特性は鋼床版の舗装を対象とした文献 28)と同じとし，比熱 879J/(K・kg)，熱伝導率 1.05W/(m・K)，密度 23.5kg/m^3 とした．溶接入熱は図-6.10 においてハッチングした番号 1～3 の範囲に物体熱流束として与えた．入熱領域の断面積 A は溶接の断面マクロ写真から熱影響部と考えられる範囲としている．全入熱量 q は 6.5 で

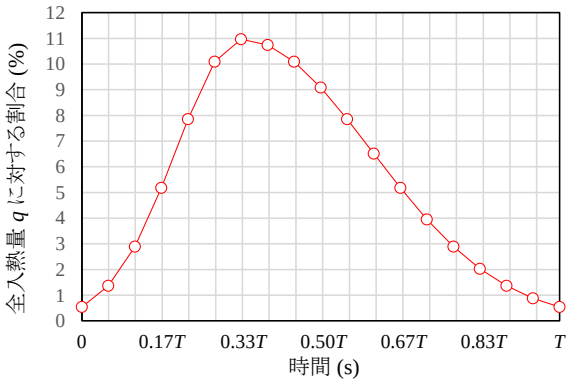


図-6.12　全入熱量と入熱時間との関係

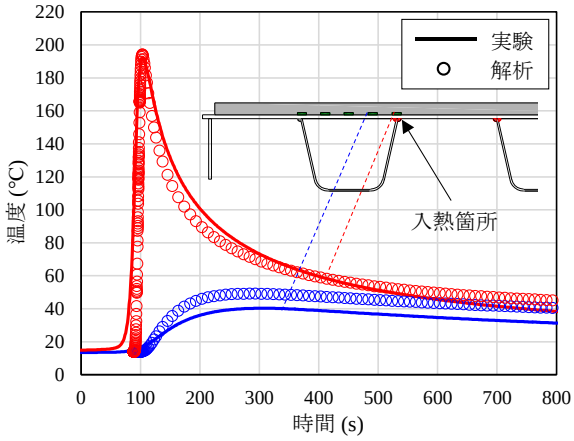


図-6.13　舗装下面の温度と時間の関係

示した電圧 E，電流 I，溶接速度 v を用いて次式により求まる．

$$q = \frac{\eta \cdot E \cdot I}{A} \tag{6.10}$$

なお，入熱効率は実験の計測温度と整合するよう 65%とした．熱源は二重半楕円ガウス熱源モデル[29]を想定し，時間に応じて物体熱流束を変化させることで 2 次元に対し移動熱源を表現している．熱源モデルの分布形状を決定する各種パラメータは文献 27)と同様に入熱量に比例すると仮定した．具体的には，**図-6.12** に示す，時間に応じた物体熱流束を与えた．図中の全入熱量 q と入熱時間 T は次式による．

$$T = 1.264 \frac{\sqrt[3]{q}}{v} \tag{6.11}$$

解析の妥当性を確認するため，解析により得られた温度履歴と温度計測結果を比較した．温度解析の一例として，**図-6.10** の TIG 処理（**図-6.10** の 2）の際のデッキプレート上面の温度と時間の関係を**図-6.13** に示す．両者は概ね一致している．他の場合（**図-6.10** の 1，3）も概ね一致していたことから解析は妥当であると判断した．

解析において，舗装の温度が最も高くなった際の温度コンター図を**図-6.14** に示す．図は鋼床版

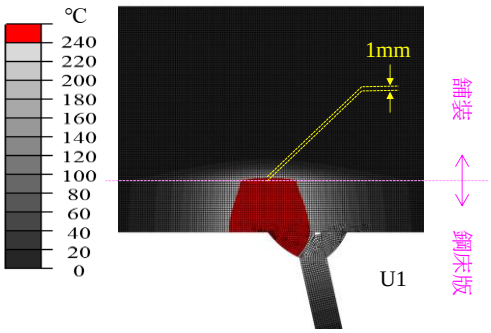
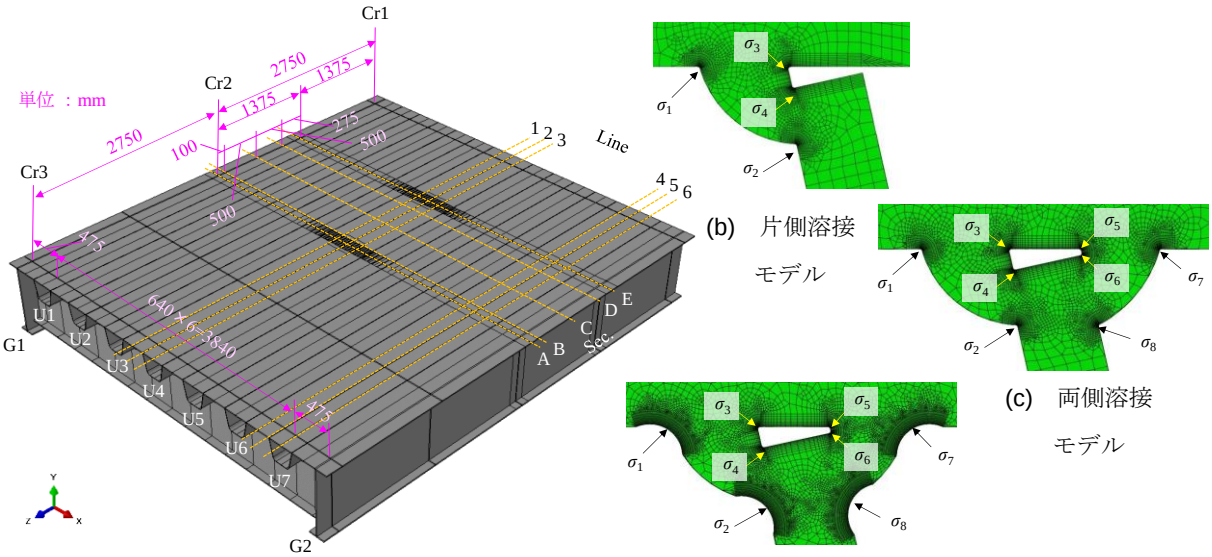


図-6.14　舗装の温度が最も高くなった際の温度コンター図



(a)　解析モデルと部材や断面名称　　(d)　止端処理モデル

図-6.15　局部応力性状の確認用の解析モデル

舗装に一般に用いられるグースアスファルトの舗設温度（240℃）以上となる範囲を赤で示しているが，その範囲はデッキプレート上面から舗装内に 1mm 程度しかおよばないことがわかる．また，舗装の温度が 240℃以上とる時間も 7.3 秒と短かった．このことから，アスファルト舗装は熱劣化することなく，むしろバインダが再溶融してデッキプレートとの付着面積が広がったため，付着試験において残存付着力が増加したものと思われる．

6.7　局部応力性状の確認

6.7.1　有限要素解析の概要

ルートき裂に対する本対策の効果を弾性有限要素解析により確認した．解析モデルを図-6.15 に示す．この解析モデルは，図-6.7 のモデルから主桁 G3 とアスファルト舗装を除いたものであり，

表-6.4　解析ケース

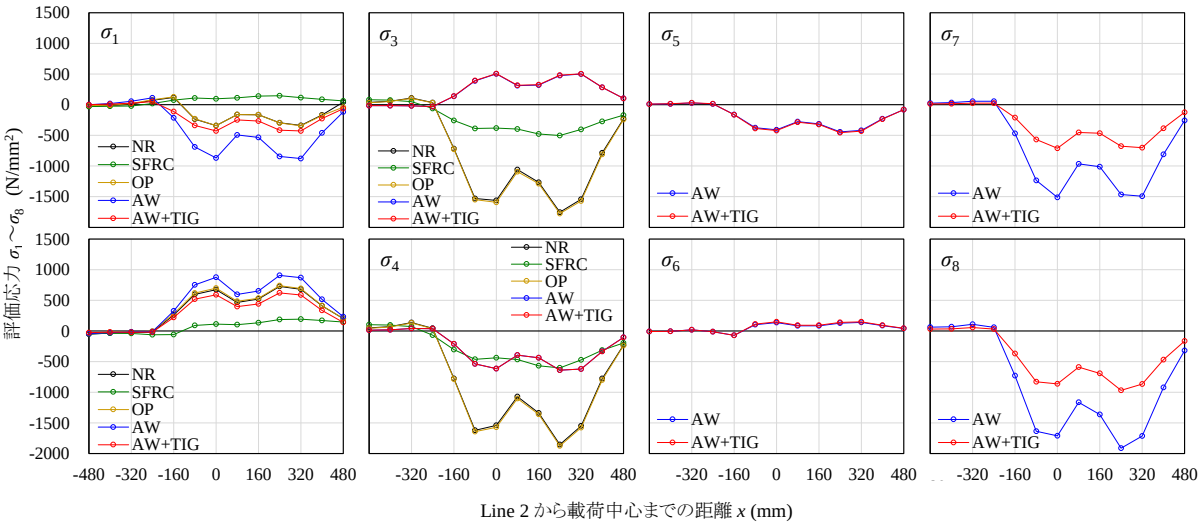
Case	グローバルモデル		サブモデル	
	Uリブ断面	SFRC	溶接形状	SFRC
NR	閉断面	-	図-6.15(b)	-
SFRC		○		○
OP	開断面	-		-
AW		-	図-6.15(c)	-
AW+TIG		-	図-6.15(d)	-

図-2.6 と同じ外形である．支持条件や載荷荷重は 6.6.1 と同様である．断面の名称は図-6.15 に示すように，橋軸方向に Line 1～6，橋軸直角方向に Sec. A～E とした．各 Line はレーンマークが主桁 G2 上にあるとした場合の車両の左右輪直上にあたる．Line 2，5 は U リブの溶接線直上，Line 1，3，4，6 は U リブの隣り合う溶接線間の中央である．Sec. A は横リブ Cr2 と同じ断面，Sec. E は U リブスパン中央断面である．着目溶接線は図中の Line 2 とした．主桁に近い Line 5 と比較した結果，主桁間の Line 2 の局部応力が若干大きかったためである．着目断面は横リブ交差部（Sec. A）と U リブスパン中央断面（Sec. E）の 2 断面とし，それらの交差部はサブモデルを用いて図-6.15(b)～(d)のように溶接形状まで詳細にモデル化した．具体的には，図-6.5 の断面マクロ写真から，溶接部の局部応力が大きくなる設定となるよう止端半径 0.2mm，溶接サイズ 6mm，既存溶接と追加溶接の U リブ板厚に対する溶込み量はそれぞれ 10%と 0%とした．なお，追加溶接の溶接サイズが過度に大きくなると，上向き溶接であるためダレにより U リブ側の脚長が大きくなると想定される． U リブ側が長い不等脚の溶接形状の場合，デッキプレート側止端部の応力が相対的に大きくなることから [30]，追加溶接のサイズは既存溶接と同等の 6mm とした．図-6.6 より TIG 処理面は止端半径 2.5mm の円弧でモデル化した．ルートには第 2 章を参考に半径 0.2mm のフィレット形のノッチを入れている．応力評価箇所の要素サイズは概ね 0.02×0.05×0.1mm で統一し，解析ケース間での比較ができるように配慮した．

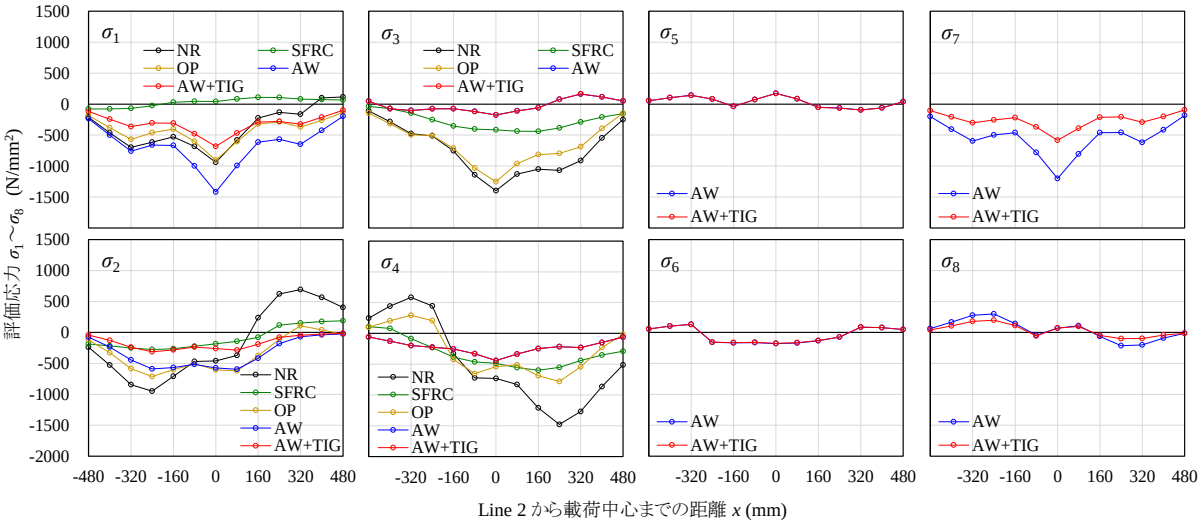
解析ケースは表-6.4 の 5 ケースとした．無対策の場合を“NR”，SFRC 敷設対策を“SFRC”，U リブの開断面化のみした場合を“OP”，OP に対してさらに追加溶接を実施した場合を“AW”，AW に対してさらに TIG 処理を実施した場合を“AW+TIG”と呼ぶ. SFRC 敷設は舗装材料の変更による疲労対策として一般に行われている方法であり，比較として解析ケースに含めた．SFRC 敷設のモデル化は文献 31)を参考に，SFRC の厚さ 40mm，弾性係数 33,000N/mm^2，ポアソン比 0.2 とし，厚さ 1mm，弾性係数 2 ,000N/mm^2，ポアソン比 0.2 の接着剤を介してデッキプレートと合成されているとした．開断面化は着目溶接線を含む 2 本の U リブ（U3，U4）とした．

6.7.2　着目溶接部の局部応力特性

図-6.15(b)～(d) に示すルートや止端における局部応力に着目し，その絶対値最大の主応力を評価応力 σ_1～σ_8 として，Sec. A と E の直上に荷重を橋軸直角方向に動かした際の影響線を求めた．その結果を図-6.16 に示す．まず，き裂起点となるルートの応力 σ_3，σ_4 の影響線をみると，Sec. E では開断面化による応力低減を確認でき，内側に溶接を追加することによりさらに応力が低減されており，SFRC 敷設よりも応力が低減している．Sec. A では開断面化の効果がみられないものの，追加溶接による応力低減を確認でき，その程度は SFRC 敷設と同等である．次に追加溶接部



(a)　横リブ交差部（Sec. A）



(b)　U リブスパン中央断面（Sec. E）

図-6.16　評価応力の橋軸直角方向影響線

におけるルートの応力 σ_5，σ_6 をみると，その値は応力 σ_3，σ_4 よりも小さい．一方，文献 17)，18) でき裂報告のある追加溶接部の止端の応力 σ_7，σ_8 をみると，特に Sec. A で大きな応力が生じているが，この応力は TIG 処理により半分程度にまで低減できることがわかる．最後に，文献 4)でき裂報告のある既存溶接の止端の応力 σ_1，σ_2 をみると，追加溶接により応力が増加するケースを確認できる一方で，TIG 処理を施すことにより，Sec. E では無補強よりも小さくなり，Sec. A では無補強と同等程度に低減できることがわかる．

全体として，開断面化および追加溶接により，き裂起点となるルートの局部応力は，SFRC 敷設よりも低減できる．その結果，大きな局部応力の発生位置をルートから止端に移行させることができ，止端部に対しては処理を施せば無補強の場合と同程度にまで応力を低減できることが示された．

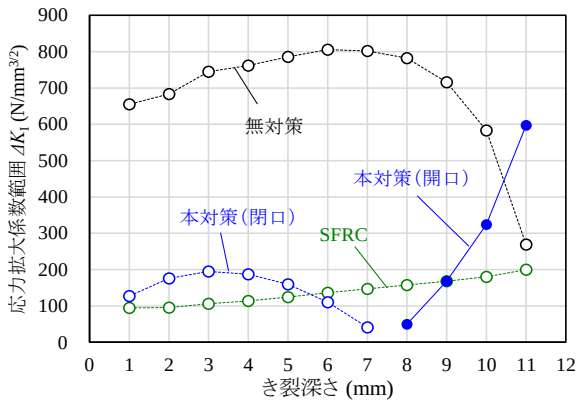


図-6.17　応力拡大係数範囲とき裂深さの関係

6.7.3　き裂進展抑制効果

デッキ進展型き裂が既に存在している状態で本対策を施した場合の，残存き裂に対する進展抑制効果について弾性有限要素解析により確認した．なお，対策時にビード進展型き裂がみつかった場合は，ガウジングで除去した後，再溶接により補修することを想定しており，本検討では対象から除いている．

解析方法は以下の変更点を除き 6.7.1 と同じとした．なお，着目断面はデッキプレートへの貫通き裂の報告[32]が多い Sec. A とした．

1) **第 2 章**を参考に，ビード進展型き裂よりデッキ進展型き裂の方が相対的に発生しやすい条件となるよう，既存溶接の溶込み量は U リブ板厚の 50%とした．
2) き裂の寸法や形状のモデル化，進展方向は**第 5 章**と同じとした．その際，**第 5 章**と同様にき裂面の接触は考慮しないこととした．
3) 溶接表面形状のモデル化は省略した．

Line 2 直上に載荷した場合のき裂の板厚方向最深部の応力拡大係数範囲（モード I）ΔK_I とき裂深さの関係を**図-6.17** に示す．応力拡大係数 K_I は**第 5 章**と同様に変位外挿法で求めた．K_I はき裂面の開口する変位を正として求めているが，き裂面の接触は考慮していないため閉口する変位に対して K_I は負の値をとる．図において，ΔK_I を求める際の絶対値最大の K_I が正の符号の場合，すなわちき裂面の開口する変位の場合は実線，その逆の場合は点線とした．無対策では ΔK_I が大きいが，本対策や SFRC 敷設ではき裂深さが 9mm（板厚の 3/4）以下の場合に無補強の ΔK_I の 1/3 以下となっている．本対策では，き裂深さが 8mm 以上となると ΔK_I が増加するため進展すると考えられる一方で，き裂深さが 7～8mm の間でき裂面の変位が正負反転し，ΔK_I の値が小さくなることから，それより小さいき裂は深さ 7mm 程度まで進展した後に停留すると考えられる．また，SFRC 敷設と比較すると，深さが 9mm 以下のき裂に対しては，本対策のき裂進展抑制効果が高いといえる．

6.7.4　他の部位への影響

本対策により U リブ・デッキプレート溶接部ではない他の部位の局部応力が増加する可能性が

(a) 横リブ交差部の下側スリットまわし溶接部　　(b) デッキプレート・垂直補剛材溶接部

図-6.18　局部応力の参照点

ある．そこで，弾性有限要素解析により，構造改変に伴うそれらの部位の局部応力の変化を確認した．対象部位は，疲労き裂が発生，進展すると車両の走行性能や U リブの防食性能に影響を及ぼすと考えられる，横リブ交差部の下側スリットまわし溶接部，U リブ突合せ溶接部，デッキプレート・垂直補剛材溶接部の 3 箇所とした．また，必要に応じて，構造詳細の改良方法についても検討を加えた．

解析モデルは 6.7.1 と同じとした．横リブ間隔（U リブスパン）や主桁と隣接する U リブの間隔など鋼床版の寸法の違いが解析結果に影響すると考えられるが，本対策による局部応力性状の変化を把握することが目的であるため，それらの影響までは考慮せず，解析モデルの外形は各解析ケースで同じとした．ただし，一部の解析ケースでは，**第 3 章**の鋼床版橋を参考 に U リブ内に板厚 19mm のダイアフラムを設けている．ダイアフラムの配置は，横リブ交差部の下側スリットまわし溶接部の検討の際には，着目する横リブから 100mm と 1100mm 離れた位置（Sec. B，D）とした．U リブ突合せ溶接部の検討では，Sec. B と D の中間にあたる断面（Sec. C）に配置した．Sec. E の位置において，主桁 G1，2 には垂直補剛材を配置した．横リブ交差部の下側スリットまわし溶接部やデッキプレート・垂直補剛材溶接部は溶接サイズを 6mm でモデル化した．なお，アスファルト舗装，突合せ溶接の形状や裏当材，ダイアフラムの溶接形状はモデル化していない．

(1)　横リブ交差部の下側スリットまわし溶接部

参照応力は**図-6.18(a)**に示す U リブ側の溶接止端から 5mm の位置の，板表面において溶接線に直交方向の成分とした．横リブ側の溶接止端からのき裂報告もあるが，その止端から 5mm 離れた位置の応力と**図-6.18(a)**に示す参照応力の載荷位置変化に伴う変動挙動が類似していることを確認しており，かつ**図-6.18(a)**に示す参照応力の方が大きな値となることから，本研究ではその位置の参照応力にのみ着目した．ダイアフラムが存在するときに，載荷中心が Line 4 を移動載荷した場合の U7 の応力範囲が最も大きかったため，載荷は Line 4 とし，開断面化する U リブは U6，U7 とした．解析ケースのパラメータはダイアフラム（有，無，切欠き），開断面化（全部，一部，無）の 2 項目である．“切欠き”は**図-6.19** に示す形状でダイアフラムの一部を切欠いたケースである．“一部”は ，橋軸方向に部分的に開断面化することを意味し，横リブの腹板から 150mm の範囲は閉断面のままで，それ以外を開断面としたケースである．

結果を**表-6.5** に示す．Case 1 を対策前の基本ケースとすると，全部開断面とした Case 2 では 19.7%，一部開断面化とした Case 3 では 72.8%の応力範囲の増加となる．ダイアフラムがある場

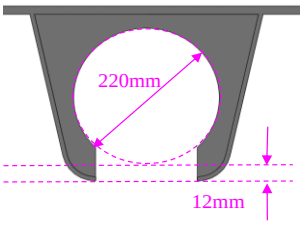


図-6.19　ダイアフラムの切欠き形状

表-6.5　横リブ交差部の下側スリットまわし溶接部の応力範囲

Case	ダイアフラム	開断面化	応力範囲 (N/mm^2)	Case 1との比
1	有	無	262.7	基本ケース
2	有	全部	314.5	119.7%
3	有	一部	454.0	172.8%
4	無	無	157.7	60.0%
5	無	全部	245.0	93.3%
6	無	一部	139.0	52.9%
7	切欠き	全部	198.2	75.4%
8	切欠き	一部	203.2	77.4%

合，全部開断面化した方が応力範囲の増加が小さいものの，開断面化により対策前より厳しい応力状態となることがわかる．ただし，ダイアフラムに切欠きを設けた Case 7，8 を Case 1 と比較すると，開断面化の方法に関わらず，切欠きの効果によって対策前よりも 1/4 程度応力範囲が低減することがわかる．次に，ダイアフラムのない場合の Case 4～6 を比較すると，全部開断面化とした Case 5 よりも，一部開断面とした Case 6 の応力範囲の方が小さく，Case 6 に関しては対策前の Case 4 よりも応力範囲が小さい．

以上より，本対策により横リブ交差部の下側スリットまわし溶接部の局部応力は大きくなる場合があるものの，横リブ付近を閉断面として残すこと，ダイアフラムに切欠きを設けることでその影響を軽減可能であることが確認できた．なお，**図-6.16(a)**より NR と OP の影響線はほぼ同じであったことから，横リブ交差部を閉断面のままとすることは，U リブ・デッキプレート溶接部の応力性状にほとんど影響しないと考えられる．

(2)　U リブ突合せ溶接部

突合せ溶接部が Sec. C にあるとし，Sec. C における U リブ板表面の橋軸方向の成分のうち最大値を参照応力とした．Line 2 に載荷した場合の U4 の応力範囲が最も大きかったため，載荷は Line 4 とし，開断面化する U リブは U3，U4 とした．解析ケースのパラメータはダイアフラム（有，無），開断面化（全部，一部，無）の 2 項目である．U リブ突合せ溶接はダイアフラムを裏当材として用いる施工方法も存在する [33]ため，その有無もパラメータとした．開断面化の“一部”の場合に“（○○mm）”と記載するものは，Sec. C を中心とし橋軸方向に○○mm の範囲は U リブを閉断面のままで，それ以外を開断面としたケースを意味する．

結果を**表-6.6** に示す．Case 1 を対策前の基本ケースとすると，ダイアフラムのある Case 2 は基本ケースより小さい．次に，　Case 1 と Case 3～5 の比較より，対策の影響について考える．Case

表-6.6　U リブ突合せ溶接部の応力範囲

Case	ダイアフラム	開断面化	応力範囲 (N/mm^2)	Case 1との比
1	無	無	152.9	基本ケース
2	有	無	130.0	85.0%
3	無	全部	257.4	168.3%
4	無	一部（200mm）	224.6	146.9%
5	無	一部（400mm）	188.5	123.3%

表-6.7　デッキプレート・垂直補剛材溶接部の応力範囲

Case	開断面化	応力範囲 (N/mm^2)		Case 1との比
1	無	デッキプレート側	475.8	基本ケース
		垂直補剛材側	353.0	
2	一部	デッキプレート側	612.2	128.7%
		垂直補剛材側	444.6	125.9%

3～5 は Case 1 より応力範囲が増加している．つまり，開断面化により U リブ突合せ溶接部の応力状態は厳しくなる．また Case 3～5 より，閉断面とする範囲が広い方の応力範囲が小さい．以上より，本対策により U リブ突合せ溶接部の局部応力は大きくなるものの，溶接部近傍の U リブを部分的に閉断面とすることでその影響を軽減可能であることが確認できた．

(3)　デッキプレート・垂直補剛材溶接部

参照応力は図-6.18(b)に示すデッキプレート側と垂直補剛材側の溶接止端から 5mm の位置の，板表面において溶接線に直交方向の成分とした．Line 6 に載荷した場合の応力範囲が最も大きかったため，載荷は Line 6 とし，開断面化する U リブは U6，U7 とした．

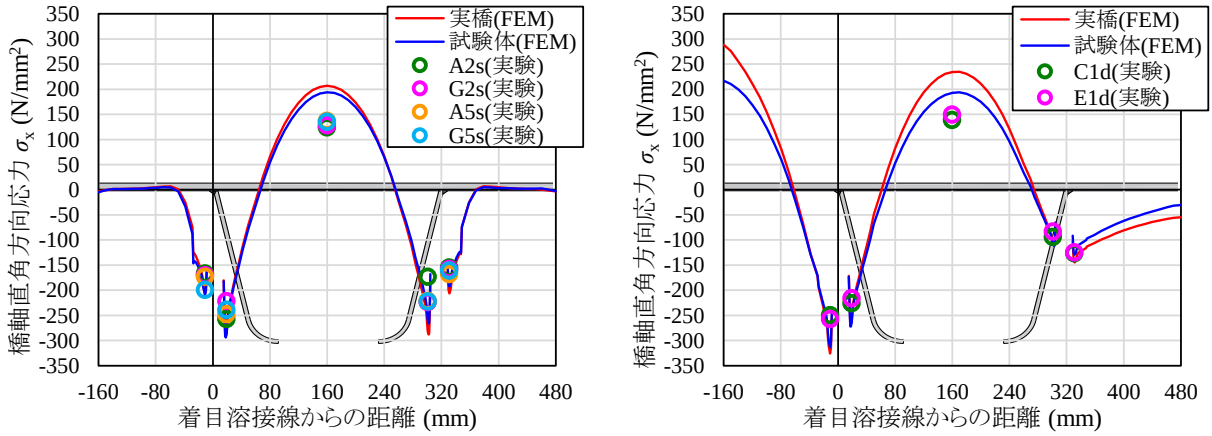
結果を表-6.7 に示す．本対策により応力範囲が 3 割弱程度大きくなることがわかる．補強前の状態においても大きな応力状態にあり注意を有する箇所であるが，本対策を実施する U リブが垂直補剛材と隣接する場合は特に疲労に対して配慮が必要と考えられる．

6.8　疲労耐久性の検証

6.8.1　定点疲労試験の概要

本対策を施した U リブ・デッキプレート溶接部の疲労耐久性を確認するために定点疲労試験を実施した．試験体は 6.5 で用いたものと同じである．U リブとデッキプレートの溶接線における組立溶接や自動溶接と手動溶接との終始端が載荷範囲に位置しないよう配慮して製作した．なお，本試験体をモデル化した有限要素解析を実施し，実橋の鋼床版パネル（図-6.15）の横リブ交差部と一般部のデッキプレート下面の橋軸直角方向の応力分布と比較したところ，図-6.20 に示すように溶接部近傍の応力分布は両者での違いがほとんどなく，本試験体は実橋の局部応力挙動を再現できていると考えられる．

疲労試験機には最大 200kN の動的載荷が可能なものを使用した．載荷板は 20mm 厚のウレタン



(a)　横リブ交差部　　(b)　一般部

図-6.20　デッキプレート下面の橋軸直角方向応力分布

ゴムを平面寸法 200×200mm に加工したものとし，シングルタイヤの場合はこの載荷板を 1 枚，ダブルタイヤの場合は 100mm の間隔で橋軸直角方向に 2 枚並べ，剛な載荷治具を介して荷重を与えた．荷重範囲は，道路橋示方書 [26]の F 荷重 100kN に衝撃の影響（衝撃係数 0.4）を考慮した 140kN（1.75N/mm^2）や，車両制限令の最高限度である 5 トンに衝撃の影響を考慮した 70kN（0.875N/mm^2）を基本に設定した．載荷は下限値を 3kN（圧縮）で固定とし，上限値は載荷位置に応じて適宜変更している．載荷速度は 5Hz 程度とした．なお以下では，例えば“A2s”は Sec. A と Line 2 の交点を載荷中心としてシングルタイヤ載荷することを，“C1d” は Sec. C と Line 1 の交点を載荷中心としてダブルタイヤ載荷することを意味する．試験体は，横リブ下フランジの四隅を剛な支持架台の上に置き，クランプにより固定した．

載荷中，定期的に動的ひずみ計測を行った．用いたひずみゲージはゲージ長 1mm のものであり，載荷断面 Sec. A，C，E，G の Line 1，3，4，6 の溶接線の止端から 5mm 離れた位置のデッキプレート下面および U リブ外面に貼り付けた．ひずみの測定方向は全て橋軸直角方向である．本章において以降に示す応力は，ひずみの測定値に鋼材の弾性係数 206,000N/mm^2 を乗じて求めた．ひずみ計測は，試験中に 10 分に 1 回，動的に 1kHz のサンプリング周波数でひずみを 10 秒間記録し，得られた波形の最大および最小値からその時点でのひずみ範囲を求めた．

試験は以下の流れで実施した．

Step 1　対策前の予き裂導入のため疲労試験

Step 2　本対策の実施

Step 3　対策後の疲労耐久性確認のための疲労試験

Step 4　き裂破面や断面の観察

各疲労試験における載荷条件を**表-6.8** に示す．

6.8.2　定点疲労試験の結果

Step 1 はデッキ進展型き裂を試験体に導入することを目的として実施した．Step 1-1 では，88.6 万回のときに，70 度の集束型斜角探触子を用いた超音波探傷試験により Line 3 にデッキ進展型き

表-6.8　載荷条件

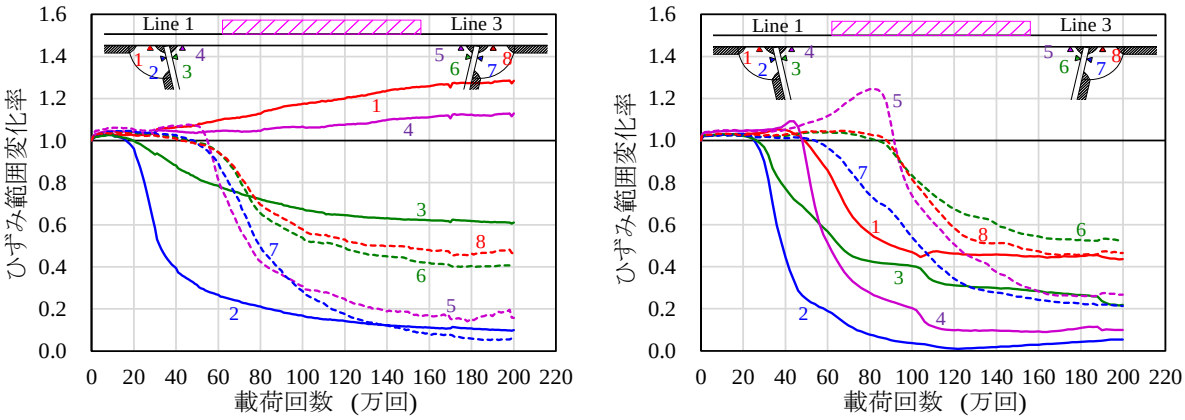
Step	載荷位置，タイヤ形状	荷重範囲 (kN)	荷重範囲 (N/mm^2)	載荷回数 (万回)
1-1	A2s	50	1.250	255.8
1-2	C1d	70	0.875	200
		90	1.125	200
		100	1.250	200
		110	1.375	200
		120	1.500	200
		130	1.625	200
		140	1.750	500
1-3	C3d	140	1.750	800
		180	2.250	357
3-1	A2s	70	1.750	200
3-2	G2s	70	1.750	200
3-3	C1d	140	1.750	200
3-4	E1d	140	1.750	200
3-5	A5s	70	1.750	200
3-6	G5s	70	1.750	200

裂を確認し，255.8 万回でデッキプレートを貫通したため載荷を終了した．Step 1-2，1-3 ではき裂は生じなかった．本試験体はデッキプレートと U リブを溶接した後に残留変形をプレス矯正した上で，横リブを溶接しているため，プレス矯正によりルートに圧縮の残留応力が導入された可能性が考えられる [34]．また，本試験で生じるルートの応力は，輪荷重走行時のような引張域から圧縮域にわたる繰返し [35]ではなく，圧縮域での片振りとなる．これらの理由から，一般部（Step 1-2，1-3）でき裂が発生しなかったものと推察される．一方で，横リブ交差部は横リブを取り付ける際の溶接残留応力によりルートには再度引張の残留応力が生じると考えられる [36]ため，荷重作用による応力が圧縮域での片振りでもき裂が発生したものと思われる．

Step 2 では，Step 1-1 で生じたき裂を存置した状態で U リブを開断面化し，追加溶接および TIG 処理を施した．対策の手順は以下のとおりである．

1) 2 本全ての U リブを開断面化
2) 橋軸方向全長にわたり追加溶接
3) 橋軸方向全長にわたり追加溶接，既存溶接の順に，デッキプレート側止端部を TIG 処理
4) 横リブ交差部の前後 150mm 程度の範囲に，追加溶接，既存溶接の順に，U リブ側止端部を TIG 処理

Step 3 は対策後の疲労耐久性の確認を目的として実施した．溶接部近傍の応力の測定値は図-6.20 に示すように解析値と概ね一致しており，想定通り載荷ができていると考えられる．Step 3-1 における，ひずみ範囲変化率と載荷回数の関係を図-6.21(a)に示す．ここで，ひずみ範囲変化率とは，試験中のひずみ範囲を初期ひずみ範囲で除したものである．また，第 2 章を参考に，ひずみ範囲変化率が 10%のときにき裂が発生したものとして，その回数をき裂発生回数と定義する．図より，はじめに Line 1 の既存溶接の U リブ側止端近傍のひずみ範囲が変化し，次に Line 3 の追加溶接のデッキプレート側止端付近のひずみ範囲が変化した．それぞれのき裂発生回数は 22 万回，58 万回となる．その後，200 万回まで載荷して試験を終了した．Step 3-2 におけるひずみ範囲変化率と載荷回数の関係を図-6.21(b)に示す．図より ，はじめに Line 1 の既存溶接の U リブ側止端近傍，次に Line 1 の追加溶接のデッキプレート側止端近傍，最後に Line 3 の追加溶接のデッキ



(a) Step 3-1，A2s　　(b) Step 3-2，G2s

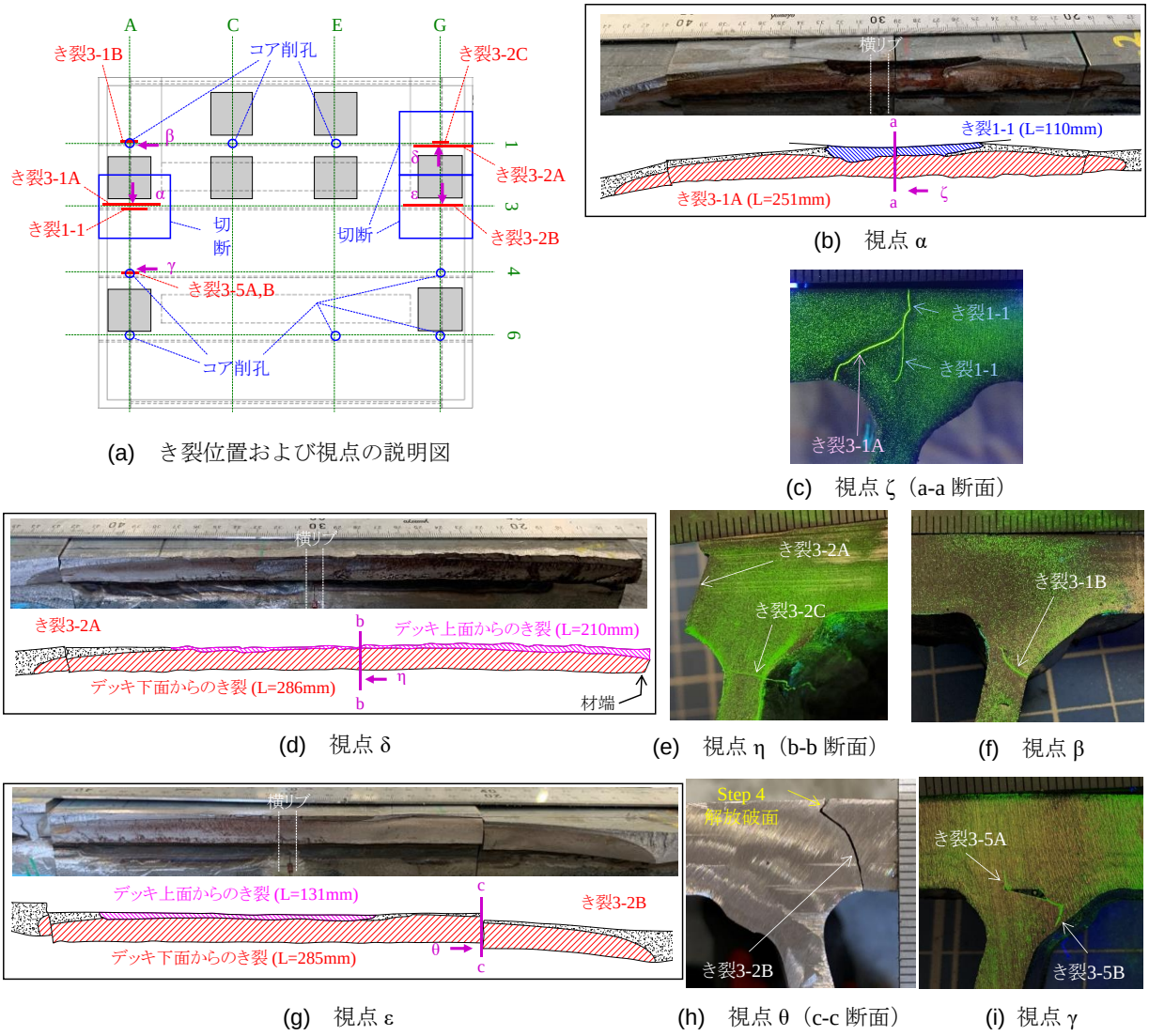
図-6.21　ひずみ範囲変化率と載荷回数の関係

図-6.22　ピーニングに用いたエアーチッパ

プレート側止端近傍のひずみ範囲が変化した．それぞれのき裂発生回数は 30 万回，50 万回，56 万回となる．その後，200 万回まで載荷を継続したところ，Line 1，3 のデッキプレート側止端のき裂は貫通した．なお，断面観察結果の詳細は後述するが，Step 3-1，3-2 においてはルートからのき裂は確認できなかった．また，Step 3-3，3-4 においては，き裂が生じなかった．これらの原因に関しては次節で考察する．

Step 3-1，3-2 において，既存および追加溶接の止端部からのき裂が確認されたため，Step 3-5，3-6 に先立ちその載荷箇所においては，止端き裂の発生を防止する目的でピーニング処理を追加で実施した．ピーニング処理は Line 4，6 の既存および追加溶接の全ての止端について，横リブ交差部の前後 150mm 程度の範囲のみに施した．ピーニング処理に用いた工具は**図-6.22** に示す市販のエアーチッパである．タガネの先端は TIG 処理面の止端半径に合わせて直径 5mm 程度の球面に加工した．ピーニング処理は，追加溶接の U リブ側止端，追加溶接のデッキプレート側止端，既存溶接のデッキプレート側止端，既存溶接の U リブ側止端の順とし，Step 3-1，3-2 でき裂が最初に生じた既存溶接の U リブ側止端を最後に処理した．作業は実橋と同じ上向きとし，文献 37)を参考に外観やくぼみ深さを確認しながら行った．

Step 3-5，3-6 はピーニング処理後の疲労耐久性の確認を目的に実施した．試験終了後の外観目



(a) き裂位置および視点の説明図

(b) 視点 α

(c) 視点 ζ（a-a 断面）

(d) 視点 δ

(e) 視点 η（b-b 断面）

(f) 視点 β

(g) 視点 ε

(h) 視点 θ（c-c 断面）

(i) 視点 γ

図-6.23 Step 4 で確認された疲労き裂の状況

視では，き裂は確認されなかった．

Step 4 では，内在き裂の有無を確認するため，き裂破面や断面を観察した．疲労き裂の状況を**図-6.23** に示す．き裂破面はき裂を含むデッキプレートを部分的に切り出し，液体窒素に浸漬してからき裂裏面に万能試験機で線荷重を与え露呈させた．断面観察は，試験体を部分的に切り出したり，コア削孔して採取したものの切断面を用いて行った．それらの位置を**図-6.23(a)**に示す．なお，き裂破面や断面を観察した結果，**図-6.23** に示す以外のき裂はみつからなかった．また，全ての試験終了後に U リブ・デッキプレート溶接部以外の溶接線や U リブの開断面化した際の切断面に対して磁気探傷試験を実施したが，他のき裂はみつからなかった．

6.8.3 生じた疲労き裂とその原因考察

Step 3-1，3-2 では，既存溶接の U リブ側止端き裂（き裂 3-1B，3-2C）や，追加溶接のデッキプレート側止端き裂（き裂 3-2A，3-2B）がみられた．デッキプレートに進展したき裂は文献 17),

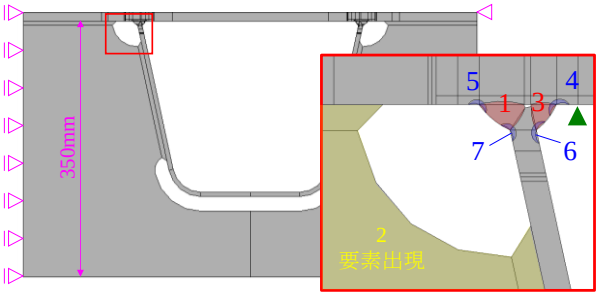


図-6.24　温度―変位連成解析モデル

18)の報告と類似の進展経路であった．なお，Step 1-1 で生じ，Step 2 で存置した図-6.23(b)のスケッチ上に青色で示すき裂は，対策後に停留していた．この点は 6.7.3 の応力拡大係数範囲による進展性の評価と異なるが，Step 3-1 で追加溶接の止端から生じたき裂の進展による影響によるものと思われる．

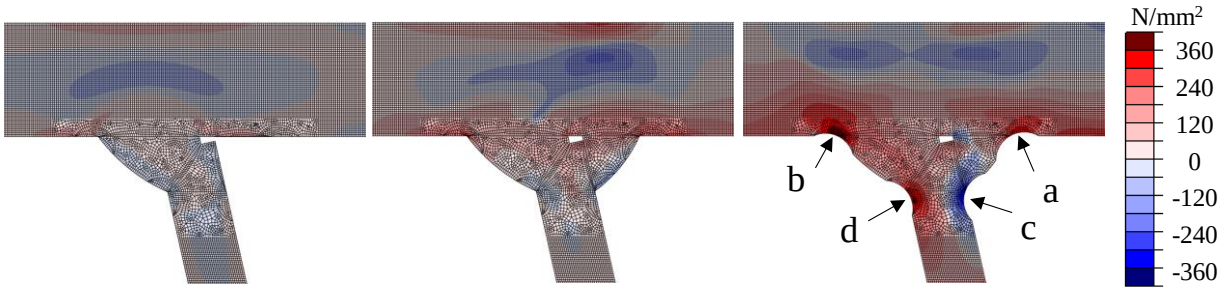
Step 3-1，3-2 でのき裂発生原因を考察する．本試験の荷重作用によるき裂起点の局部応力は，図-6.20 に示すように鋼床版の実橋モデルのそれと同等と考えると図-6.16(a)の σ_2，σ_7 に相当するが，σ_2 は引張の，σ_7 は圧縮の大きな応力が生じている．一方で，σ_8 は σ_7 よりさらに 20%大きな圧縮応力が生じているが，この箇所にき裂は生じなかった．なお，横リブ交差部では輪荷重の移動による応力の正負交番がないことから，図-6.16 の応力は応力範囲と等価と考えられる．以上から，荷重作用の影響のみではき裂発生原因を明確に説明できない．

そこで，溶接残留応力の影響を確認するため，温度―変位連成解析を実施した．解析には Abaqus 2021 を用いた．解析は試験体の Sec. A を対象に図-6.24 に示す 2 次元平面ひずみモデルで実施した．要素サイズは概ね 0.1×0.1mm とした．鋼材の材料特性のうち温度依存性，入熱範囲，入熱方法，入熱効率は 6.6.2 と同じである．鋼材の応力―ひずみ関係はバイリニア型とし，降伏後の 2 次勾配は弾性係数の 1/100 とした．解析は図-6.24 の番号のステップ順で以下のように実施した．1，2 は鋼床版製作時の，3～7 は本対策の施工手順と同じである．

1. 図-6.24 のハッチング範囲に溶接入熱後，3 時間冷却．なお，溶接後のプレス矯正は再現していない．
2. 図-6.24 のハッチング範囲に要素を出現させる．なお，横リブとデッキプレートや U リブとの溶接は再現していない．
3. 要素を出現させ，図-6.24 のハッチング範囲に溶接入熱後，3 時間冷却．

4～7. 止端処理部の要素を消去し，図-6.24 のハッチング範囲に溶接入熱後，3 時間冷却．

解析の妥当性を確認するため，定点疲労試験においてデッキ進展型き裂が発生した止端より 5mm 離れたデッキプレート側のゲージ位置（図-6.24 の▲印の位置の相当）での溶接残留応力と，解析結果とを比較した．き裂がデッキプレートの板厚を十分進展した状態であれば，ひずみゲージで計測した試験後の残留ひずみが溶接残留応力に相当する [38]とみなして，試験終了後の残留ひずみから溶接残留応力を求めている．デッキプレートに進展したき裂は計 3 箇所で発生し，それぞれに対応する計測値は 213.8，192.9，252.8N/mm^2（平均値：219.8 N/mm^2，標準偏差：30.4N/mm^2）であった．また，解析結果は 248.2N/mm^2 であった．両者の差は 11.4%であり，本解析は概ね妥当



(a)　製作終了時（対策前）　(b)　追加溶接後　(c)　TIG 処理後（全ての対策後）

図-6.25　溶接残留応力のコンター図

と判断した．

解析により得られた溶接残留応力のコンター図を**図-6.25** に示す．応力は絶対値最大の主応力である．**図-6.25(c)**より，き裂が最初に発生した“d”や，文献 17)，18)でも報告のある追加溶接のデッキプレート側止端のき裂起点の“a”は引張の残留応力である．荷重作用による圧縮応力が最も大きいがき裂が発生しなかった“c”は，圧縮の残留応力である．このことから疲労き裂の発生には残留応力の影響が大きいと考えられる．なお，“b”が最も大きな引張の残留応力となっているが，載荷荷重による圧縮応力は“a”の 60%程度と小さく，**図-6.21** に示すように“a”の位置のき裂進展に伴い応力も低下していくことからき裂発生に至らなかったものと思われる．

残留応力の制御を目的として，**図-6.24** の解析モデルを用い，**図-6.25(b)**の段階から TIG 処理を施す順序の変更や，TIG 処理でなくグラインダ処理とした場合，つまり解析上は入熱せずに要素のみ削除するケースを検討した．しかし，“a”の位置の引張残留応力を十分低減することができなかった．そのため，ピーニング処理をし，結果として圧縮残留応力を導入することで止端き裂が発生しないことを確認した．横リブ交差部のみならず一般部も含めて，溶接止端処理の方法選定や適用範囲の最適化については，今後の課題である．

ピーニング処理により止端き裂の発生を抑制できたが，**図-6.23(d)**に示すルートき裂が Sec. A と Line 4 の交差部のみ確認された．同条件となる，Sec. A と Line 6 の交差部，Sec. G と Line 4 の交差部，Sec. G と Line 6 の交差部にはルートき裂の発生はなかった．なお，**図-6.23(d)**に示すき裂は貫通に至っておらず，走行安全性に直ちに影響する損傷ではないと考えられる．き裂が貫通に至らなかった要因として，ピーニング処理による圧縮残留応力が考えられるが，このピーニング処理によりルートには引張残留応力が生じ，き裂発生の要因となった可能性もある．他の要因として，荷重範囲が 70kN と実働荷重のレベルより大きいことや，特に**図-6.23(d)**のルート形状は他に比べて鋭角で応力集中しやすいことも原因と思われるが，この種のき裂が性能に影響しないことを確認するための疲労試験データのさらなる蓄積が必要と考える．

6.8.4　本試験の疲労負荷と実橋との関係

本試験での載荷が実橋の何年に相当するかを試算した．試算条件は以下である．

1) 試算には，舗装剛性，走行位置のばらつき，荷重頻度を考慮した．
2) 実橋の応力範囲は**図-6.15** の解析モデルに厚さ 80mm のアスファルト舗装を考慮したものから

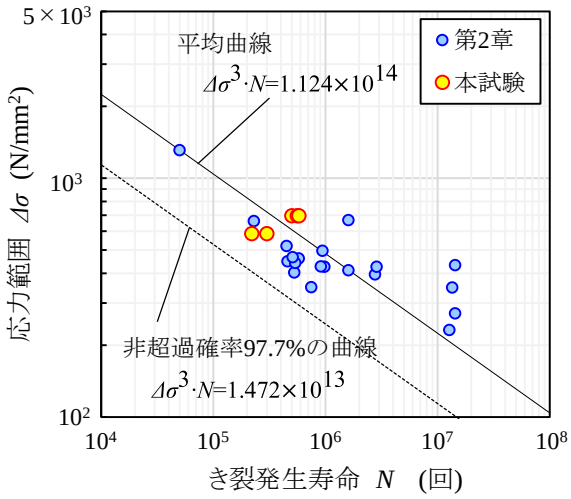


図-6.26　耐用年数の試算に用いた S-N 曲線

求めた．定点疲労試験の応力範囲は 6.8.1 の解析モデルから求めた．双方のモデルの着目溶接部は**図-6.15(d)**と同じサブモデルを用いた．その双方の解析モデルの応答値の比率を基に試算した．

3) 舗装の弾性係数は文献 39)を参考に舗装温度 45℃で 500N/mm^2，10℃で 5,000N/mm^2，ポアソン比は 0.35 とした．弾性係数と温度の関係はネイピア数を底とする 指数関数に従うとした．気温は簡単のため月変動のみ考慮し，名古屋地方気象台の 2021 年の日平均気温の月平均値を用いた．

4) 走行位置のばらつきは**第 3 章**を参考に標準偏差 200mm の正規分布に従うとした．その確率密度分布から U リブ幅の 1/4 である 80mm ごとに頻度を設定した．ばらつきの中心は最も応力範囲が大きくなる走行位置と一致させている．

5) 載荷荷重はダブルタイヤの載荷面を想定し，筆者らの知る限り都市間高速道路で最も重い計測データ [40]の荷重モデルを載荷した．なお，交通量は簡単のため，時間変動せずに一定とした．

6) **第 2 章**の S-N 曲線に本試験結果をプロットしたものを**図-6.26** に示す．本試験で生じたき裂は止端き裂であるが，ルートと同様に，止端にモデル化した円弧状の止端処理面において，絶対値が最大となる主応力により整理した．図より本試験により生じた止端き裂の発生寿命も概ね同じ S-N 曲線で表現できると考えられ，図の非超過確率 97.7%の S-N 曲線より，それ相当の耐用年数を求めた．

まず，Step 1-1 のき裂発生回数を用いて，上記と同じ方法で実橋に相当する年数を試算した結果，17.3 年となった．実橋でみつかっているデッキ進展型き裂の発見年数 [41]を考えると，この試算結果は概ね妥当と思われる．次に，本試験での 1.75N/mm^2 で 200 万回の載荷の実橋での相当年数を試算した．その結果，Step 3 でき裂は発生した追加溶接のデッキプレート側止端部で 266 年，既存溶接の U リブ側止端部で 102 年と計算された．つまり，本対策は少なくとも 100 年以上の耐用年数を有すると考えられる．

6.9　まとめ

本研究は，U リブ・デッキプレート溶接部におけるデッキ進展型き裂とビード進展型き裂に対して，交通規制が不要であり，かつ死荷重が増加しない対策方法を提案したものである．得られた主な結果を以下に示す.

(1)　既往の対策方法を整理した結果，U リブの下フランジを撤去し，U リブ・デッキプレート溶接部を U リブ内側から溶接する対策方法を提案した.

(2)　本対策による構造改変に対して，耐荷性能は設計制限値の範囲内となることを確認した.

(3)　本対策の溶接の施工性や出来形を確認し，上向き姿勢での施工により想定した溶接ビードや止端処理を形成できることを確認した.

(4)　アスファルト舗装への影響を検討した結果，輪荷重によるデッキプレート変形により橋軸方向のひび割れが発生する可能性は小さいこと，溶接の熱影響が小さいことを確認した.

(5)　弾性有限要素解析により，本対策の U リブ・デッキプレート溶接部のルートき裂に対する応力低減効果やき裂進展抑制効果は，一般的な対策方法である SFRC 敷設と同等以上であることを確認した．また，他の部位への疲労の影響については，必要に応じて構造の見直しや，別途対策を講じることで対処可能であることを確認した.

(6)　本対策の疲労耐久性を確認するため，定点疲労試験を実施した．その結果，横リブ交差部において追加溶接止端部からデッキプレートに進展，貫通するき裂が発生したものの，ピーニング処理によりその発生を抑制することができた．また，疲労試験結果に基づき，本対策が有する耐用年数を試算した結果，100 年以上の耐用年数であることが示された.

今後の課題として，本対策で生じたルートき裂や対策時に存置したデッキ進展型き裂の進展性の評価，および溶接止端処理の方法選定や適用範囲の最適化について，横リブ交差部のみでなく一般部も含め引き続き疲労試験データの蓄積が必要であると考える.

参考文献

1)　土木学会：鋼構造シリーズ 22　鋼橋の疲労対策技術，2013.

2)　小野秀一，下里哲弘，増井隆，町田文孝，三木千壽：既設鋼床版の疲労性能向上を目的とした補強検討，土木学会論文集，No.801／I-73，pp.213-226，2005.

3)　岡俊蔵，相場充，村越潤，有馬敬育，林暢彦，亀山隆志：き裂を有する鋼床版の U リブ充填・桁補強工法の移動輪荷重試験，土木学会第 61 回年次学術講演会概要集，I-555，2006.

4)　相場充，岡俊蔵：鋼床版の下面補強工法に関する検討，土木学会第 61 回年次学術講演会概要集，I-552，2006.

5)　木下広志，入部孝夫，田中雅人，村越潤，有馬敬育：U リブ雨樋型カットによる鋼床版疲労損傷に対する補強方法の提案，土木学会第 61 回年次学術講演会概要集，I-551，2006.

6)　丹波寛夫，木村聡，山口隆司，杉山裕樹，田畑晶子，高田佳彦：既設鋼床版に対する下面補強工法である鋼板補強モルタル充填併用工法の構造合理化の検討，構造工学論文集，Vol.59A，pp.767-780，2013.

7) 一宮充，岩崎雅紀，石井博典，井口進，曽我麻衣子，竹内信弘，田畑晶子，原田潤，大石秀雄：U リブ鋼床版の下面補強工法の一提案と FE 解析による効果検証，土木学会第 71 回年次学術講演会概要集，I-380，2016.
8) 溝上善昭，森山彰，小林義弘，坂野昌弘：U リブ鋼床版ビード貫通亀裂に対する下面補修工法の提案，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.73，No.2，pp.456-472，2017.
9) 森下弘大，山口隆司，田畑晶子，奥村学，日高哲郎：球状黒鉛鋳鉄製当て板を用いた U リブ鋼床版の下面補強工法に関する研究，構造工学論文集，Vol.63A，pp.1331-1342，2017.
10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋編，2002.
11) Cuninghame, J. R. and Beales, C.: Strengtheneig and refurbishment of Severn Crossing, Part 4: TRRL research on Severn Crossing, *Structures and Buildings*, Vol.94, pp.37-49, 1992.
12) 川上順子，高田佳彦，坂野昌弘：鋼床版の疲労損傷に対する溶接を用いた補修補強工法に関する検討，鋼構造年次論文報告集，第 15 巻，pp.371-376，2007.
13) 丹波寛夫，迫田治行，閑上直浩，杉山裕樹，平嶋健太郎：既設鋼床版 U リブ溶接部に対する TIG 溶接の適用性検討，土木学会第 66 回年次学術講演会概要集，I-163，2011.
14) 杉山裕樹，閑上直浩，奥村学，上野康雄，大久保宜人：内面すみ肉溶接による高耐久 U リブ鋼床版構造の提案，鋼構造年次論文報告集，第 19 巻，pp.331-336，2011.
15) 村野益巳，小西拓洋，小西由人：鋼床版の溶接補修工法の開発，土木学会第 67 回年次学術講演会概要集，I-300，2012.
16) Zhu, Z., Li, J., Chen, X., and Carpinteri, A.: Stress behaviors of rib-to-deck double-sided weld detail on orthotropic steel deck, *Journal of Constructional Steel Research*, 187, 106947, 2021.
17) 西田尚人，坂野昌弘，田畑晶子，杉山裕樹，奥村学，夏秋義広：U リブ鋼床版縦ビード溶接部の両面溶接による疲労耐久性向上効果, 土木学会第 68 回年次学術講演会概要集, I-572, 2013.
18) 小西拓洋，小西由人，窪田裕一：TIG 溶融による鋼床版き裂補修工法の評価，土木学会第 68 回年次学術講演会概要集，I-573，2013.
19) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋編，2012.
20) 古田富保：鋼橋における 2 方向面内力を受ける補剛板の終局強度に関する研究，大阪市立大学博士論文，1992.
21) 小松定夫，北田俊行：初期不整をもつ補剛された圧縮板の極限強度の実用計算法，土木学会論文報告集，第 302 号，pp.1-13，1980.
22) 判治剛，舘石和雄，清水優：繰返し荷重下の溶接割れとルートギャップ開閉挙動，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.77，No.2，pp.287-303，2021.
23) 内田大介：鋼床版の主桁腹板上におけるアスファルト舗装のひび割れに関する解析的検討，土木学会第 75 回年次学術講演会概要集，I-217，2021.
24) 本州四国連絡橋公団：橋面舗装基準（案），1983.
25) 多田宏行：橋面舗装の設計と施工，鹿島出版会，1996.
26) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋・鋼部材編，2017.
27) 岡野成威，松下和憲，望月正人，豊田政男：移動熱源の影響に注目した入熱パラメータと角変形の関係に関する一考察，溶接学会論文集，第 28 巻，第 3 号，pp.272-280，2010.

28) 上田真代，髙橋守人：鋼床版舗装の温度測定，開発土木研究所月報，No.572，pp.33-38，2001.
29) Goldak, J., Bibby, M., Moore, J., House, R. and Patel, B.: Computer modeling of heat flow in welds, *Metallurgical Transactions B*, 17, pp.587-600, 1986.
30) Fang, Z., Ding, Y., Wei, X., Li, A. and Geng, F.: Fatigue failure and optimization of double-sided weld in orthotropic steel bridge decks, *Engineering Failure Analysis*, 116, 104750, 2020.
31) 村越潤，森猛，幅三四郎，小野秀一，佐藤歩，高橋実：デッキ進展き裂を有する鋼床版に対する SFRC 舗装のき裂進展抑制効果，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.75，No.2，pp.194-205，2019.
32) 村越潤，御代川裕紀，幅三四郎，高橋実，森猛，小野秀一：鋼床版におけるデッキ進展き裂の超音波探傷法による調査，土木学会第 72 回年次学術講演会講演概要集，I-049，2017.
33) 土木学会：鋼構造シリーズ 19　鋼床版の疲労　2010 年改訂版，2010.
34) 井口進，貝沼重信，内田大介，城大樹：製作時のプレス矯正が鋼床版のデッキプレートと U リブ溶接部の応力性状に及ぼす影響，鋼構造論文集，第 19 巻第 73 号，pp.1-8，2012.
35) 貝沼重信，尾上聡史，三浦健一，井口進，川畑篤敬，内田大介：鋼床版のデッキプレートと U リブの溶接ルート部の疲労き裂に対する試験システムの構築，土木学会論文集 A，Vol.64，No.2，pp.297-302，2008.
36) 内田大介，森猛，曽我明：鋼床版デッキプレート溶接部の残留応力低減に関する一検討，土木学会第 11 回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.81-86，2012.
37) Marquis, G. B. and Barsoum, Z.: IIW Recommendations for the HFMI Treatment, *IIW Collection*, 2016.
38) 森猛，内田大介，川畑篤敬，山本一貴：鋼床版デッキプレート・トラフリブ・横リブ交差部のデッキプレートを進展する疲労き裂の進展性状に対する荷重範囲の影響，鋼構造論文集，第 21 巻，第 82 号，pp.29-38，2014.
39) 日本道路協会：舗装設計便覧，2006.
40) 後藤俊吾，長谷俊彦，本間淳史，平野勝彦：PC 床版の疲労耐久性評価方法の提案，構造工学論文集，Vol.66A，pp.762-773，2020.
41) 平山繁幸，村野益巳，村越潤，窪田光作，高橋晃浩，入江健夫：既設鋼床版橋梁におけるデッキ貫通型き裂の進展に関する検討，構造工学論文集，Vol.64A，pp.560-572，2018.

第 7 章　ルートき裂に対する維持管理方法の提案

7.1　はじめに

一般に，維持管理とは点検，調査，評価，対策，記録のサイクルにより，構造物の性能を供用期間内において要求された水準以上に保持することである．文献 1)では，**図**-7.1 に示す維持管理の方法の例が記載されている．維持管理の方法としては，点検や必要に応じた詳細調査により現有性能を評価するための情報を収集し，現有性能評価，変状原因の推定，性能予測といった評価を実施した上で，対策を講じるといった流れで行われるのが一般的である．例えば，都市間高速道路で行われている方法 [2)]を**図**-7.2 に示すが，性能予測に関する事項がないものの全体的な流れは**図**-7.1 と同様である．ここで，変状を踏まえた現有性能評価に基づく維持管理を「事後保全型」と称する．一方で，性能予測に基づく維持管理を「予防保全型」と称する．

本章では，既往の研究および**第 2 章**から**第 6 章**までの結果を踏まえ，ルートき裂に対する事後保全型と予防保全型の維持管理方法を提案する．

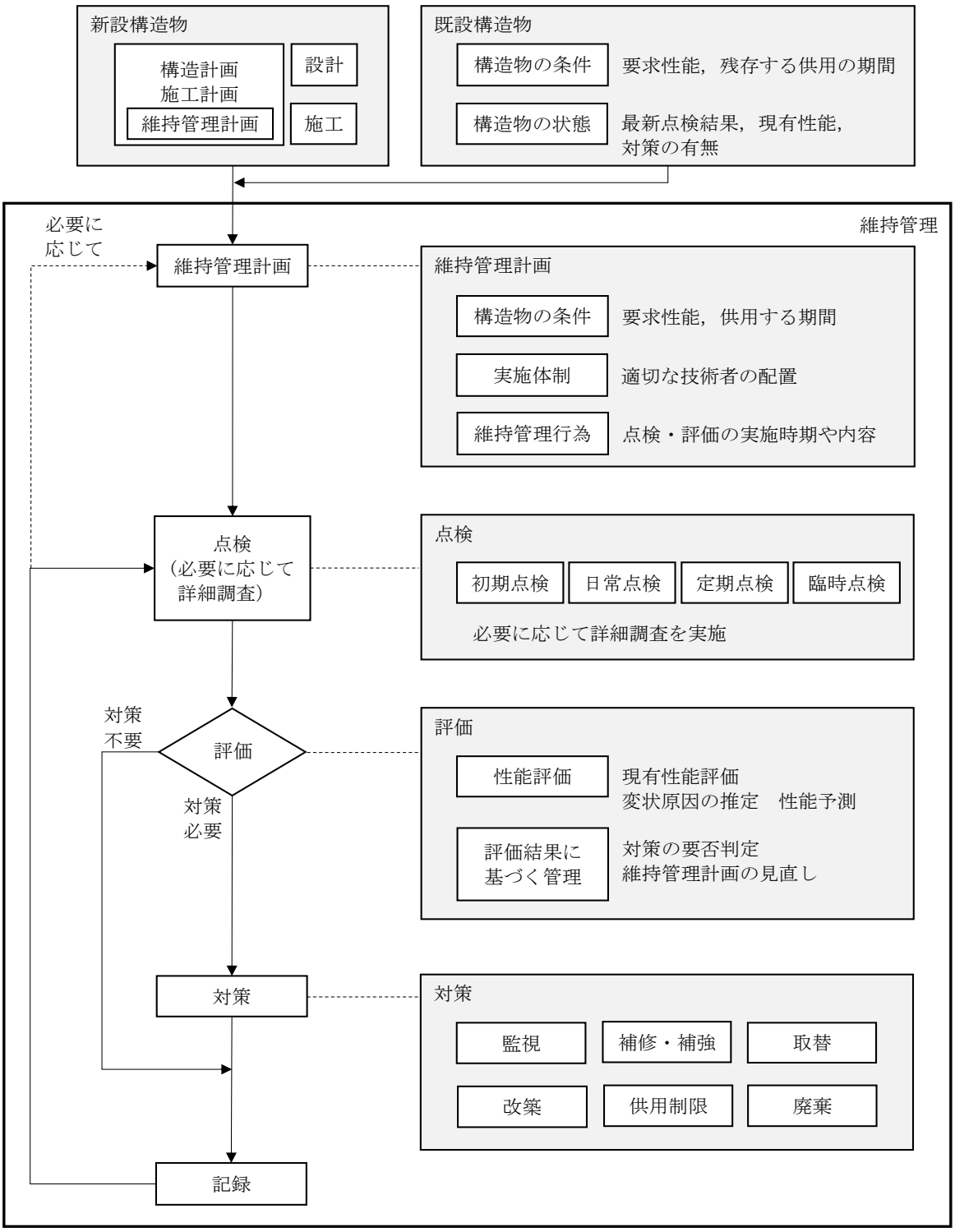


図-7.1　維持管理の方法の例 [1)を一部改変]

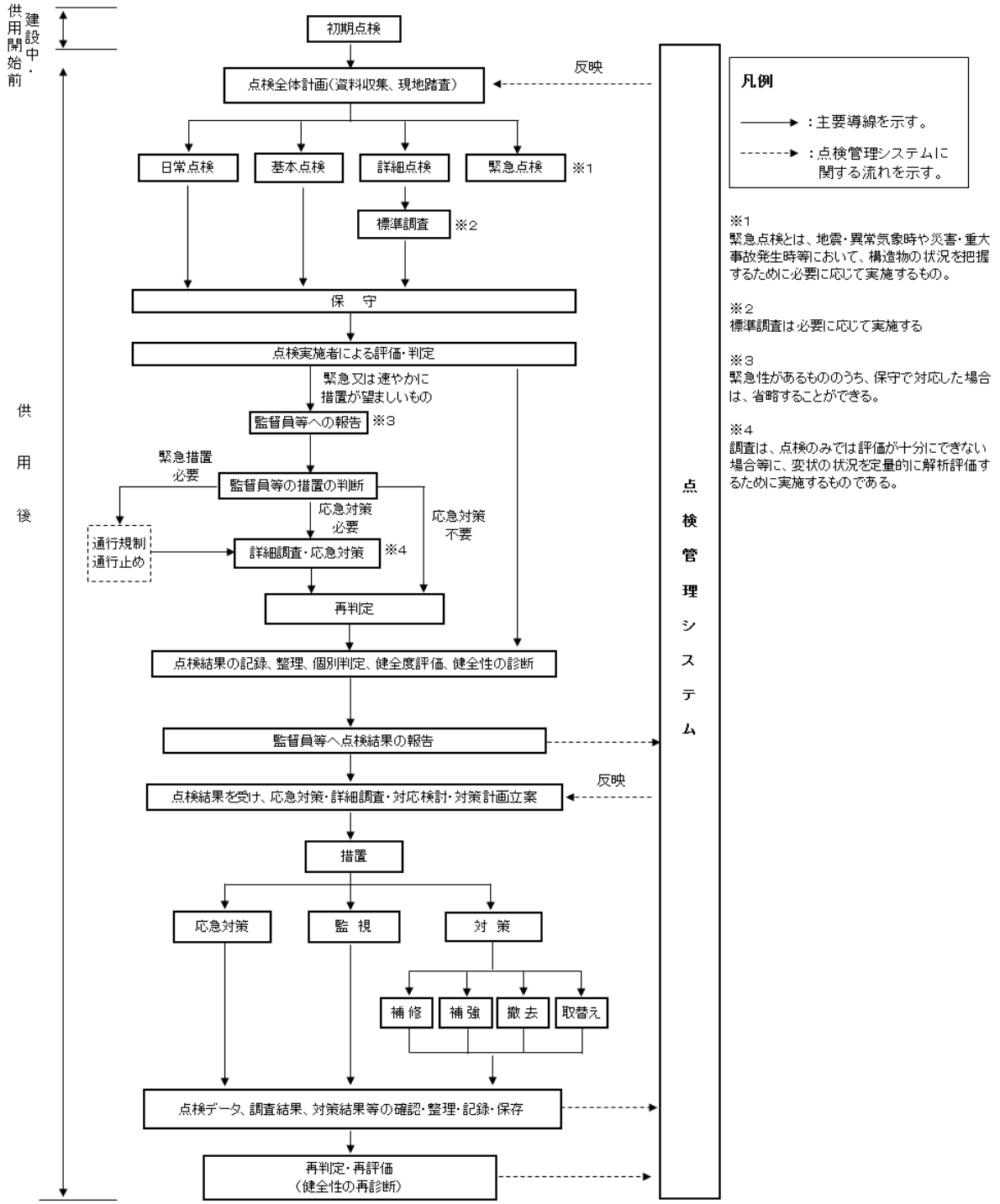


図-7.2　点検から対策までの基本的な流れ [2)]

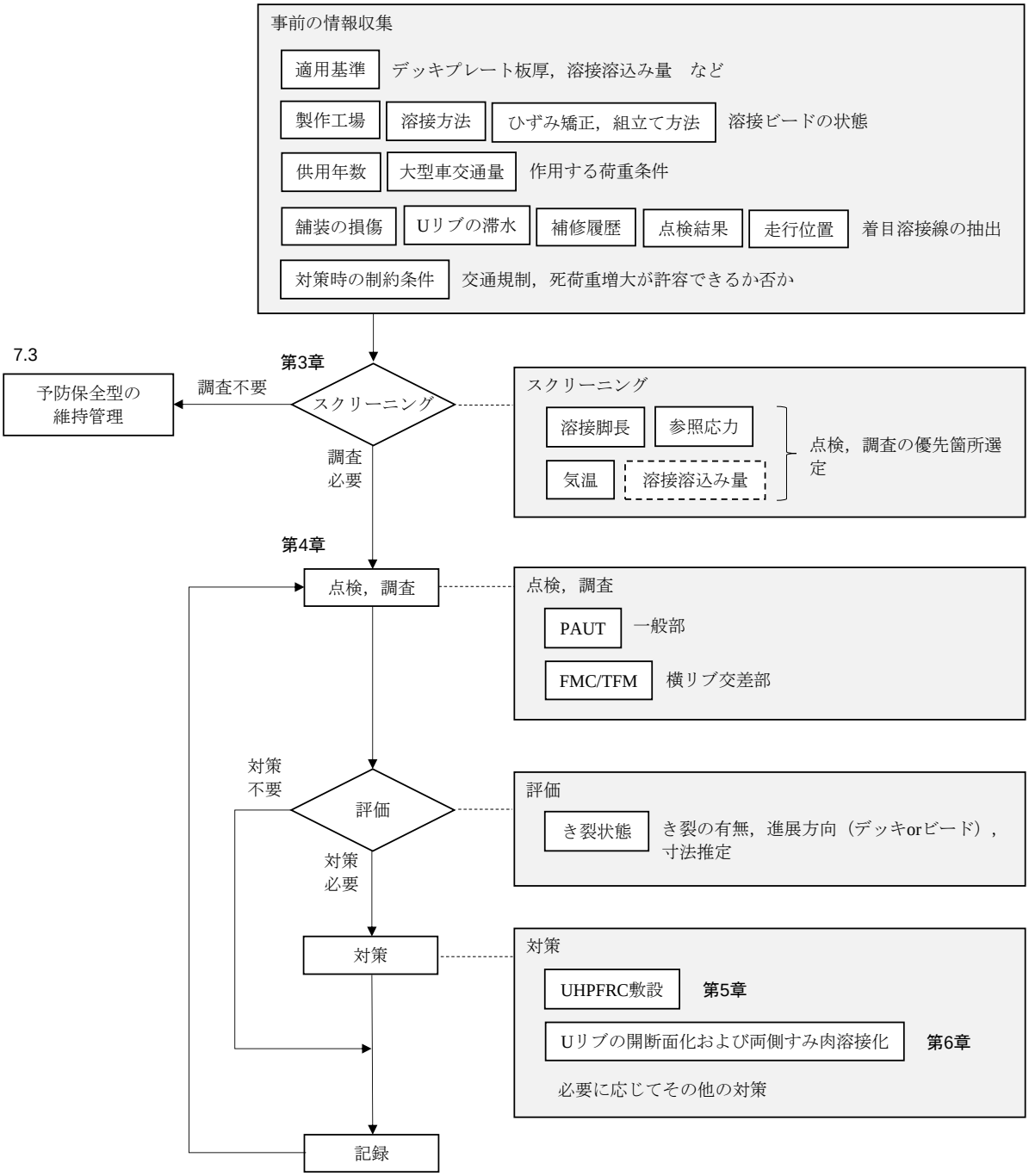


図-7.3　事後保全型の維持管理フロー

7.2　事後保全型の維持管理方法

事後保全型の維持管理フローを**図-7.3** に示すように提案する．

はじめに，事前の情報収集について説明する．収集事項としては図にある 12 項目とした．「適用基準」については，**第 1 章**で整理したように，適用基準の違いにより構造詳細が異なり，疲労強度に影響すると考えられることから収集項目とした．特に，2002 年の道路橋示方書の改定 [3),4)] では，溶込み量は U リブ板厚の 75%以上の規定がされ，ビード進展型き裂に対する疲労強度は向上したと考えられる．また，2012 年の道路橋示方書の改定 [5)] では，U リブを有する場合のデッキ

表-7.1　第 3 章の対象橋梁においてビード進展型き裂が貫通した状態でみつかった数

	製作会社，工場		100m当たりのき裂発生数
1	A社		1.48
2	B社		0.00
3	C社		0.00
4	D社		0.00
5	E社		0.00
6	F社		0.00
7	G社		0.57
8	H社		0.00
9	I社		0.00
10	J社	a工場	4.44
11		b工場	5.00
12		c工場	0.00

プレートの最小板厚が 16mm に引き上げられ，デッキ進展型き裂に対する疲労強度は向上したと考えられる．例えば，都市間高速道路においては，2005 年より大型 U リブ（U-450×330×9）を用いた合理化鋼床版が設計要領 [6]に記載され，デッキプレート厚が 18mm であり，U リブ・デッキプレート溶接部は開先溶接が標準的となったことから疲労強度は向上したと考えられる．このような基準の改定年に対して，対象の鋼床版橋の適用基準の情報は疲労強度を把握するために必要と考えらえる．

「製作工場」「溶接方法」「ひずみ矯正，組立て方法」については，溶接ビードの状態に違いが生じ，疲労強度に影響すると考えられることから収集項目とした．**第 3 章**の対象橋梁においてビード進展型き裂が貫通した状態でみつかった数量を**表-7.1** に示す．該当の橋梁は橋軸方向に製作会社で 10 社，製作工場で 12 工場が分担して鋼床版を製作している．全体のき裂状況は，目視点検でわかる範囲でしか把握していないため，データはビード進展型き裂が貫通した状態でみつかったものしかない．表をみると，製作会社により傾向が異なることがわかる．J 社に関しては工場ごとにも傾向が異なる．よって，製作工場を収集項目とした．溶接方法は，半自動溶接と全自動溶接，開先形状や開先の有無，組立溶接の位置や方法，溶接姿勢による差が，溶接ビードの表面形状や溶込み量，溶接残留応力に影響すると考えられることから収集項目とした．ひずみ矯正，組立て方法は，U リブ・デッキプレート溶接部の残留応力に影響する可能性がある [7),8)]ため収集項目とした．

「供用年数」「大型車交通量」は，その時点までの作用した荷重を把握するために調査項目とした．大型車交通量は供用開始時から評価時点までに大きく変化している場合もあることから，推移まで調査した方がよい．

「舗装の損傷」「U リブの滞水」「補修履歴」「点検結果」「走行位置」は，着目する溶接線を抽出するため収集項目とした．舗装の損傷や U リブの滞水は U リブ・デッキプレート溶接部の疲労き裂に起因する可能性がある [9)]．補修履歴や点検結果は直接疲労き裂の位置を把握することができるため，重要な情報である．走行位置はばらつきがあるため，正規分布で一般的に表現される．**第 3 章**では車線幅員 B=3500mm の車線に対して標準偏差 σ=202mm の正規分布に従う計測結果であった．文献 10)では，車線幅員の影響を受けるとされ，標準偏差は走行車線で 0.088B が示され

ている．B=3500mm とすると σ=308mm となる．文献 11)では，車線幅員 B=3250mm の鋼床版橋において，大型車のばらつきの標準偏差は σ=197mm であったとしている．例えば，上記のうち最大の σ=308mm としても，溶接線 3 本分（約 640mm）の直上に 70%以上のタイヤ荷重が載荷することとなる．よって，着目溶接線として輪荷重のばらつき中心から近い 3 本の溶接線を選定することで，調査対象溶接線としては十分と考えられる．

最後に，「対策時の制約条件」は，交通規制や死荷重増大が許容できるか否かが対策選定に重要であるため収集項目とした．規制が容易にできる場合や死荷重の多少の変化を許容できる場合は，対策として**第 5 章**の検討のように舗装改良による対策が選択可能である．一方で，鋼床版は交通量の多い都市部や，死荷重を軽減したい橋梁に多く採用されていることを考えると，交通規制や死荷重増大が許容できない場合も考えられる．その場合は，対策として**第 6 章**の検討のような対策が選択可能である．

次に，スクリーニングについて説明する．詳細は**第 3 章**に記載しているが，**図-3.16** のフローに従って「通常の点検」と判断されれば，調査不要として次節で後述する予防保全型の維持管理に移行すればよいと考えられる．一方で，「重点的な点検，調査」と判断されれば，調査必要として点検，調査を実施することを考える．**第 3 章**の検討では U リブ内面の参照応力の計測を省略した方法を検討したが，精度向上のためにはその参照点も含めて計測するのが望ましい．溶込み量についても，**第 3 章**の検討では溶込みなしと想定したが，実際ののど厚を把握できた方が精度向上のためには望ましい．なお，溶込み量の推定方法として，例えば文献 12)の方法も構造物の製作工場では活用されているため，精度を検証した上での活用検討が望まれる．

次に，点検，調査について説明する．**第 4 章**で精度を検証した PAUT を用いて一般部のき裂寸法を調査する．調査速度が実橋において 12.7m/h との検討結果 [13]があり，U リブ支間が 2500mm とすると 1 時間に 5 スパンの溶接線の調査が可能であるが，調査対象車線に対して対象溶接線が 6 本（3 本×左右タイヤ）あると仮定すると，1 日 8 時間の調査で 40 スパン/6 本=7 スパン（7 スパン×2.5m=17.5m）の日進距離としかならない．上記のスクリーニングで調査する溶接線の優先度を決めて進めることが肝要と思われる．

また，調査精度を踏まえてき裂寸法を評価する必要がある．き裂深さの検出誤差が，デッキ進展型き裂については最大で 1.5mm，ビード進展型き裂については最大 2mm あった．内面塗装を施したビード進展型き裂の試験体に対して，塗装なしと比べて 2mm 程度大きく計測される結果であった．以上を踏まえると，き裂深さの評価として，デッキ進展型き裂については計測値から 1.5mm を，ビード進展型き裂については 2mm を加えるなど，安全側の計測結果とするのがよいと考える．なお，応力拡大係数を算出するために，き裂長さの情報も必要だが，上記の深さ方向の誤差も踏まえて安全側の判断となるように割り増すのが望ましい．

横リブ交差部において，き裂寸法が小さいものは PAUT でのき裂検出が困難だったことから，き裂検知を目的として FMC/TFM を用いることとした．**第 4 章**で精度を検証した結果，**図-4.28** に示す超音波の伝搬モードを想定すれば，1.9～4.4mm のき裂深さのき裂に対しては誤差±1mm 以内で計測できたことから，PAUT で検出困難な小さいき裂の検出はこの FMC/TFM により可能であると考えられる．

次に，評価について説明する．評価は対策の要否を決定するために実施するが，き裂が確認された場合は**第 5 章**の結果よりそのき裂を無対策で停留することが難しいと考えられるため，対策必

要と判断した方がよい．また，対策が必要と評価した際の対策検討において，き裂の進展方向，つまりデッキ進展型き裂やビード進展型き裂の判断や，き裂寸法の推定が重要となるため，上記の点検，調査の際に情報を取得しておく必要がある．なお，研究が進み，き裂の進展を正確に予測可能となった場合は，き裂の寸法に基づいた対策の要否判断をすることも可能と思われる．

次に，対策について説明する．抜本的な対策としては，U リブ・デッキプレート溶接部への効果や他の部位への影響を考えると，舗装改良による対策が適していると考える．デッキ進展型き裂を存置することを考えると，舗装改良に用いる材料は一般的に用いられる SFRC よりも**第 5 章**で検討した UHPFRC の方がき裂進展抑制効果に優れており望ましい．その際に，存置可能なき裂寸法については，**第 5 章**の検討では横リブ交差部に対して長さ 88mm，深さ 8.7mm のき裂までは停留できることを確認している．また，応力拡大係数範囲での評価では，221N/mm$^{3/2}$ 以下であればシングルタイヤ 70kN の荷重範囲で 400 万回，実橋の交通荷重に換算すると 100 年以上は存置したき裂がデッキプレートを貫通することはない結果を得ている．それらを踏まえて存置できるか否かを判断するのがよいと考える. なお, 存置できないと判断したデッキ進展型き裂に関しては，当て板，ストップホールなど既往の対策[14),15)]を舗装改良前に実施する必要がある．ビード進展型き裂を存置する場合については，**第 5 章**では実験的な検討ができておらず判断根拠として十分な知見がないが，解析的検討においてはビードを貫通する以前のき裂であれば貫通を防ぐことが可能であると推測される．なお，存置できないと判断したビード進展型き裂に関しては，き裂が溶接線に沿って進展し，U リブやデッキプレートの母材に屈折，分岐して進展する前に観察孔など既往の対策[16)]を舗装改良前に実施する必要がある．また，溶込み量増加のためビードよりデッキ進展型き裂が発生しやすくなる懸念があり採用しにくかった溶接補修に関しても，後述する**第 6 章**で検討した U リブの開断面化および両側すみ肉溶接化による対策と合わせて適用すれば活用可能と考えられる．

舗装改良による対策が交通規制や死荷重の制約により選定困難な場合は，抜本的な対策として**第 6 章**で検討した U リブの開断面化および両側すみ肉溶接化による対策が適していると考える．また，UHPFRC 敷設よりも優位な点としては，ビード進展型き裂に対して効果が高い点と，部分的な対策が実施できることである．そういった特徴を踏まえ，UHPFRC 敷設よりも適した条件であればこの対策を選定するのが望ましい．存置可能なき裂寸法については，**第 6 章**の横リブ交差部のデッキ進展型き裂を対象とした解析による応力拡大係数範囲の評価において，き裂深さが 7～8mm の間でき裂面の変位方向が反転し，$\Delta K_{\mathrm{I}}=0$ となる点があると考えられることから，それより小さいき裂は深さ 7mm 程度まで進展した後に停留すると考えられる．この点については，今後の実証検討が必要であるが，それを踏まえて存置できるか否かを判断するのがよいと考える．なお，存置できないと判断したデッキ進展型き裂に関しては，UHPFRC 敷設と同様の対応と考えている．ビード進展型き裂に関しては，この対策の前にガウジングして再溶接補修することで，ビード進展型き裂が溶接線に沿って進展した場合にも活用できると考えている．

最後に，点検，調査，評価，対策を実施した場合は対策の記録をし，次期の維持管理サイクルへと進んでいく．

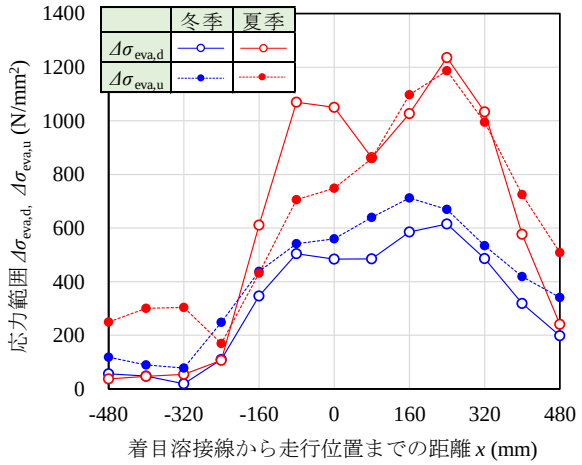


図-7.4　走行位置と応力範囲の関係

表-7.2　日平均気温の月平均値（2021 年，気象庁観測データ）

単位：℃

観測点	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
那覇	16.8	18.5	20.8	21.7	25.8	27.1	28.8	28.7	28.8	26	21.8	18.9
東京	5.4	8.5	12.8	15.1	19.6	22.7	25.9	27.4	22.3	18.2	13.7	7.9
札幌	-4.4	-2.2	3.8	7.9	13.1	18.9	23.9	22.9	18.8	12.5	7.3	-0.5

7.3　予防保全型の維持管理方法

前節において，**第 3 章**の**図-3.16** のフローに従って「通常の点検」と判断されれば予防保全型の維持管理に移行するものとした．ここで，「通常の点検」と判定される状況の具体な例として，以下の仮定に基づいたき裂発生寿命予測の試算結果と，実橋で発見されているき裂との関係を示す．試算においては以下を仮定する．

1) 試算には，舗装剛性，走行位置のばらつき，荷重頻度を考慮する．
2) 実橋の応力範囲は，2.3 の解析結果より**図-7.4** に示すとおりとする．図は，溶接溶込み量を 16.7% もしくは 83.3%，着目断面を U リブスパン中央断面もしくは横リブ断面とした場合に，デッキプレート側と U リブ側のそれぞれのルート部の応力範囲 $\Delta\sigma_{eva,d}$，$\Delta\sigma_{eva,u}$ が最も大きいケースとしている．なお，タイヤ形状はダブルタイヤ，荷重は 140kN としている．
3) 舗装の材料特性は，2.3 の解析と同じで冬季 5,000N/mm²，夏季 500N/mm²，ポアソン比は 0.35 とした．文献 17)を参考に，冬季 5,000N/mm² は舗装の温度が 10℃の場合，夏季 500N/mm² は 45℃の場合を想定している．鋼床版の応力と温度の関係はネイピア数を底とする指数関数に従う [18]として，上記関係から温度ごとの鋼床版応力を算出している．
4) 外気温の変化は簡単のため月毎の平均気温の変動のみ考慮する．外気温は**表-7.2** に示す気象台の 2021 年の観測データを用いる．外気温と舗装温度の換算は文献 18)を参考に次式によることとする．

$$t_p = 5.974 \cdot e^{0.0588 \cdot t_a} \tag{7.1}$$

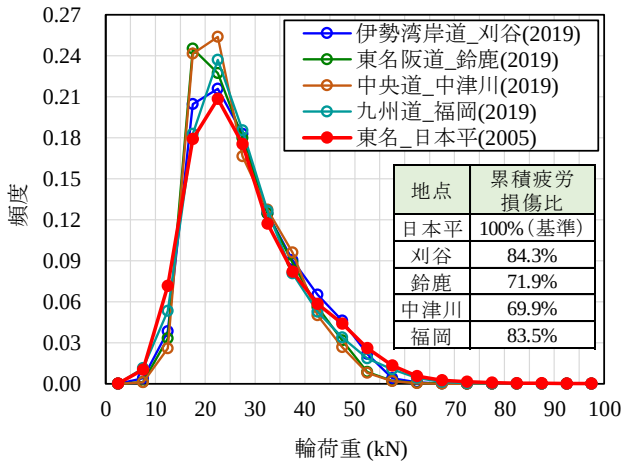


図-7.5　載荷頻度

ここで，t_p：舗装温度，t_a：外気温である．なお，文献 18)はデッキプレート下面の温度を求める式であるが，本検討ではデッキプレート下面の温度と舗装温度が同じと仮定する．

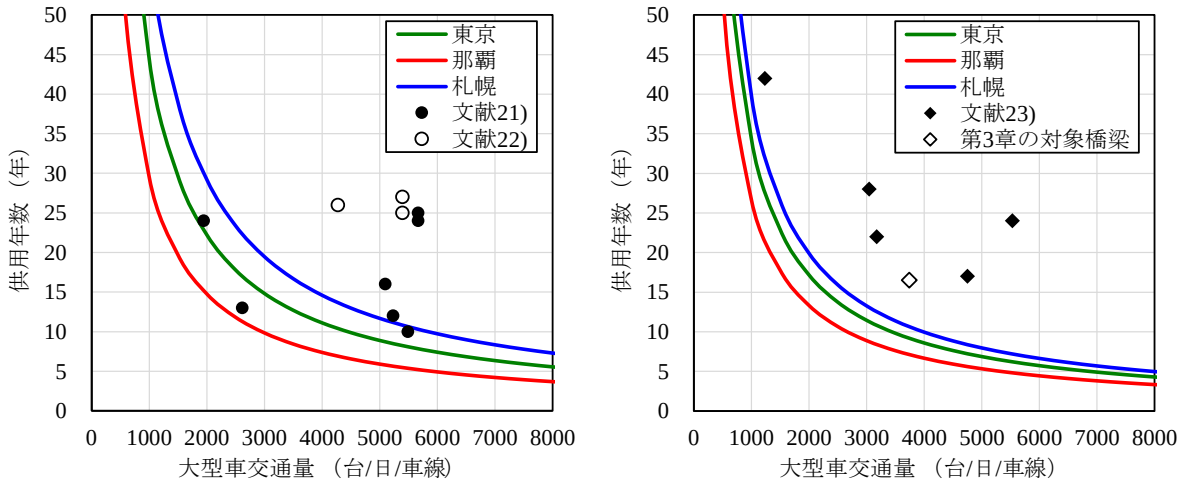
5) 走行位置のばらつきは**第 3 章**の計測結果をもとに標準偏差 200mm の正規分布に従うとする．その確率密度分布から U リブ幅の 1/4 である 80mm ごとに頻度を設定する．ばらつきの中心は最も応力範囲が大きくなる走行位置と一致させている．

6) 荷重モデルは，筆者らの知る限り都市間高速道路で最も重い計測データである 2005 年の東名高速道路の日本平の計測データ [19]を用いる．日本平の計測データから求めた荷重頻度を**図-7.5** に示す．図には他地点での計測結果も重ねて示す．各々の計測地点においては，大型車交通量の違いから累積疲労損傷比が異なるが，載荷頻度のグラフ形状は概ね同じであることがわかる．以上より，日本平の計測データで載荷頻度をモデル化することとした．なお，交通量は簡単のため年間を通して一定と仮定している．また，1 台の平均軸数は文献 20)を参考に 3 軸としている．

7) 疲労寿命の予測は，**第 3 章**の**図-3.16** のフローと同じ，式(3.1)の S-N 曲線に基づく．

試算結果を**図-7.6** に示す．デッキプレート側ルート部（**図-7.6(a)**）に対しては，デッキプレートを貫通した状態で発見されたき裂の報告事例 [21),22)]を，U リブ側ルート部（**図-7.6(b)**）に対しては，溶接ビードを貫通した状態で発見されたき裂の報告事例 [23)]を重ねて示している．図より，過去に報告事例があるき裂は，き裂発生寿命を予測する実線よりも右上にプロットされていることがわかる．**図-7.6(a)**に関して，いくつかのプロットが実線に近傍に位置しているが，この試算ではデッキプレート側ルート部の評価に影響が大きいと考えられる舗装剛性を簡易に仮定していることに起因すると思われ，実橋計測に基づくスクリーニングを行うことを前提とした本研究の方法であれば適切に評価できるものと考える．つまり，「通常の点検」と判定される状況は，実橋で確認されている貫通き裂の状態に至る前の状態であると思われ，**第 3 章**の**図-3.16** のフローに基づき抽出された予防保全型の維持管理となる対象橋梁には，スクリーニング実施時点で貫通き裂に至る疲労損傷がない状態と考えられる．

その状態にあることが前提で，予防保全型の維持管理として，**第 3 章**の**図-3.16** のフローに残存耐用期間に対応する大型車交通量の予測値を代入することで累積疲労損傷比 D を求め，$D \geqq 1$ と



(a)　デッキプレート側ルート部　　(b)　U リブ側ルート部

図-7.6　き裂発生寿命と実橋で発見されているき裂との関係

なる前に抜本的な対策を講じる方法を提案する．予防保全として実施する抜本的な対策としては前節と同じ方法が適用できると考えるが，対策前の調査によりき裂が残存していないことが確認できれば，舗装改良に用いる材料は一般的に用いられる SFRC でもよいと考えられる．なお，対策の優先順位は，スクリーニングに伴う実橋計測で取得したデータと，その将来予測値より算出される累積疲労損傷比の大きさに応じて決定すればよいものと考える．これにより，計画的な維持管理が可能となるものと思われる．

7.4　まとめ

本章では，既往の研究および**第 2 章**から**第 6 章**までの結果を踏まえ，ルートき裂に対する事後保全型と予防保全型の維持管理方法を提案した．この方法の信頼性確保のため，実際の維持管理に関するデータを蓄積するとともに，引き続き改良点を抽出，修正することが重要であると考えられる．

参考文献

1)　土木学会：鋼・合成構造標準示方書　維持管理編，2019.

2)　東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：保全点検要領　構造物編，2022.

3)　日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋編，2002.

4)　日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.

5)　日本道路協会：道路橋示方書・同解説　鋼橋編，2012.

6)　日本道路公団：設計要領第二集橋梁建設編，2005.

7) 井口進，貝沼重信，内田大介，城大樹：製作時のプレス矯正が鋼床版のデッキプレートと U リブ溶接部の応力性状に及ぼす影響，鋼構造論文集，第 19 巻第 73 号，pp.1-8，2012.
8) 内田大介，森猛，曽我明：鋼床版デッキプレート溶接部の残留応力低減に関する一検討，土木学会第 11 回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.81-86，2012.
9) 国土交通省国土技術政策総合研究所，日本橋梁建設協会：鋼部材の耐久性向上策に関する共同研究―実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討―, 国土技術政策総合研究所資料，No.471，2008.
10) 松井繁之：道路橋床版　設計・施工と維持管理，森北出版，2007.
11) 高田佳彦，木代穣，中島隆，薄井王尚：BWIM を応用した実働荷重と走行位置が鋼床版の疲労損傷に与える影響検討，構造工学論文集，Vol.55A，pp.1456-1467，2009.
12) 藤田敏明，湯田誠：トラフリブとデッキプレートの縦方向溶接部における溶け込み量測定を目的とした超音波探傷技術の開発（その 4），川田技報，Vol.30，2011.
13) Makita, T., Sakai, H., Suzuki, T. and Yagi, N.: Phased array ultrasonic inspection of rib-to-deck welded joints in orthotropic steel decks, *19th IABSE Congress Stockholm*, 2016.
14) 土木学会：鋼構造シリーズ 19　鋼床版の疲労　2010 年改訂版，2010.
15) 土木学会：鋼構造シリーズ 22　鋼橋の疲労対策技術，2013.
16) 村越潤，小菅匠，石井博典，春日井俊博，遠藤直樹，石澤俊希：ビード進展き裂を有する鋼床版に対する SFRC 舗装の対策効果に関する検討, 土木学会論文集 A1（構造・地震工学）, Vol.68, No.3，pp.722-737，2012.
17) 日本道路協会：舗装設計便覧，2006.
18) 井口進，石井博典，石垣勉，前野裕文，鷲見孝典，山田健太郎：舗装性状を考慮した鋼床版デッキプレートと U リブ溶接部の疲労耐久性の評価，土木学会論文集 A，Vol.66，No.1，pp.79-91，2010.
19) 後藤俊吾，長谷俊彦，本間淳史，平野勝彦：PC 床版の疲労耐久性評価方法の提案，構造工学論文集，Vol.66A，pp.762-773，2020.
20) 玉越隆史，中州啓太，石尾真理：道路橋の設計自動車荷重に関する試験調査報告書―全国活荷重実態調査―，国土技術政策総合研究所資料，No.295，2006.
21) 村越潤：鋼床版デッキプレートと U リブの溶接部の疲労性状と対策技術に関する研究，名古屋大学博士論文，2014.
22) 平山繁幸，村野益巳，村越潤，窪田光作，高橋晃浩，入江健夫：既設鋼床版橋梁におけるデッキ貫通型き裂の進展に関する検討，構造工学論文集，Vol.64A，2018.
23) 国土交通省国土技術政策総合研究所，日本橋梁建設協会：鋼部材の耐久性向上策に関する共同研究―実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討―, 国土技術政策総合研究所資料，No.471，2008.

第 8 章　結論

本研究では，疲労強度が比較的低いと考えられる 2002 年の道路橋示方書以前の基準で設計された鋼床版を主な対象として，ルートき裂に対する点検，調査，評価，対策といった維持管理方法を確立することを目的として，実験，現地調査および解析的な検討を行った．本研究で得られた結論を以下に示す．

第 1 章では，研究の背景として鋼床版の歴史，基準の変遷，構造の概要を踏まえ，鋼床版の疲労損傷のうち代表的なき裂パターンの整理や，特に走行安全性に影響を与える恐れがあるき裂に関して発生メカニズムや進展挙動を概説した．そのうえで，研究対象としてルートき裂に着目した理由や維持管理方法に関する現状の課題を示し，本研究の目的について述べた．

第 2 章では，ルートき裂に対する，参照応力による疲労強度評価法の確立を目的とし，参照応力によるき裂発生寿命やき裂進展方向の推定に関して検討した．

疲労試験および弾性有限要素解析の結果から，フィレット形のノッチ応力を評価応力として用いることで，き裂発生寿命との関係を求め，その S-N 曲線を提案した．

弾性有限要素解析により，載荷位置，溶接形状，タイヤ形状，アスファルト舗装の剛性，対象断面の違いによる評価応力の発生挙動の特徴を把握したうえで，4 箇所の参照応力からルートの評価応力を推定する方法を提案した．提案した推定方法は誤差が概ね 10%以内であることを確認するとともに，疲労試験結果をこの推定方法より適切に評価できることを確認した．

デッキプレート側と U リブ側のルートに対する評価応力の大小関係からき裂進展方向を判別する方法を提案した．その方法により疲労試験結果を適切に判別できるとともに，既往の知見とも整合することを確認した．

以上を踏まえ，評価応力とき裂発生寿命の S-N 曲線，参照応力から評価応力を推定する方法，評価応力からき裂進展方向を判別する方法の 3 つを組み合わせて用いることで，実橋から得られる参照応力の情報よりき裂発生寿命やき裂進展方向を推定する方法を構築した．

第 3 章では，**第 2 章**にて構築した評価方法の実橋への適用について検討し，その妥当性を検証した上で，重点的に点検，調査する箇所を抽出する方法を検討した．

参照応力から評価応力を推定する**第 2 章**の方法を，実橋へ適用できるよう修正した．その推定方法においても誤差が概ね 20%以内であることを確認した．そのうえで，き裂発生数が明確に異なる実橋の 2 つの工区に対して参照応力と溶接脚長の計測を行い，評価応力を推定した．また，この評価応力から算出される等価応力範囲と温度の関係を定式化した．

実橋計測結果より求めた累積疲労損傷比によるき裂発生時期，発生箇所および進展方向の評価について，その妥当性を実橋に生じたき裂と比較することで示した．そのうえで，参照応力と溶接脚長の実橋計測結果，および気温や大型車交通量といった定常的に得られるデータから重点的に点検，調査する箇所を抽出するスクリーニングフローを提案した．

この方法の信頼性確保のため，実橋の計測データの蓄積とともに，U リブウェブ内面の参照応

力や溶接溶込み量の推定精度の向上が必要であると考える．また，スクリーニングのための計測断面の選定や，スクリーニング後の調査技術として横リブ交差部での探傷方法の確立も必要であると考える．これらは今後の課題である．

第 4 章では，ルートき裂を検出できる非破壊検査手法とその測定精度について，実際の疲労き裂を用いて検討した．

一般部に適用することを想定したフェーズドアレイ超音波探傷試験については，デッキ進展型き裂に対して 3 経路のエコーによる測定方法を比較した結果，き裂長さはデッキプレート上面で反射した後，き裂破面で反射したエコーを，き裂深さはき裂先端部で散乱したエコーを用いることにより精度よく測定できることが示された．その精度は，き裂深さが 2.2mm 以上の範囲では，誤差±1.5mm 以内であった．き裂長さの測定値は実測値の 94%程度であった．

ビード進展型き裂に対して，2 経路のエコーおよび 3 種類の判読方法による測定方法について比較した結果，き裂長さや深さは U リブウェブの内面側で反射した後，き裂破面で反射する成分を用いて，先端部近傍で信号レベルがピークの点と，デッキプレート側の探触子でき裂なしと判断した箇所において測定したルートの未溶着部先端位置との間の距離から評価する方法が精度よく測定できることが示された．その精度は，き裂深さが 2.8mm 以上の場合，概ね±2.0mm 以内の誤差であった．き裂長さの測定値は実測値の 100～102%であった．

測定精度に対する塗膜の影響については，塗膜の有無により測定精度は変化するものの，塗膜の上からの探傷も可能であることが示された．ただし，塗膜がある場合の測定精度の向上は今後の課題である．

横リブ交差部のデッキ進展型き裂に対して，フルマトリクス・キャプチャと，トータル・フォーカシング法を組み合わせた検査方法が有効な方法であることが示された．ただし，ビード進展型き裂に対する探傷や，塗膜がある場合の影響検討は今後の課題である．

第 5 章では，ルートき裂のうち主にデッキ進展型き裂を対象として，UHPFRC 敷設による疲労対策の効果とその対策自体の疲労耐久性について，有限要素解析および疲労試験により検討した．加えて，UHPFRC 敷設によるビード進展型き裂に対する対策効果に関しても解析的に考察した．

解析的な検討として，デッキ進展型き裂に対して，道路橋示方書の F 荷重以下の荷重作用であれば，線形弾性破壊力学が適用できることが示された．き裂深さがデッキプレート板厚の 1/6～5/6 の範囲では少なくとも，デッキ進展型き裂の進展にはモード I が支配的であることが明らかとなった．また，モード I の応力拡大係数はき裂深さがデッキプレート板厚の 1/2～2/3 で極値となり，それ以降は進展とともに減少していくことが示された．デッキ進展型き裂の応力拡大係数範囲における UHPFRC 敷設と，一般的な対策方法である SFRC 敷設の差は，敷設材のデッキプレートとの接着の有無による差に比べて小さいことが示された．つまり，敷設材の剛性よりも，デッキプレートとの合成の有無の方が対策効果に影響を与えるため，SFRC 敷設に関する既往の研究と同様に合成機能を担う接着剤の耐久性が重要といえる．

疲労試験により 4 つのデッキ進展型き裂が得られ，うち 3 つに対して，き裂処理を省略しても UHPFRC 敷設により進展が抑制できることを確認した．残り 1 つについては，対策後に進展がみられたが，デッキプレートを貫通するき裂にまでは至らなかった．また，き裂閉口や溶接残留応

力を考慮していない弾性有限要素解析により，進展挙動を評価できる可能性があることが示された．加えて，輪荷重走行試験により UHPFRC の材料自体やそのデッキプレートとの界面に大きな劣化がないことを確認し，UHPFRC 敷設が有する耐用年数を試算した結果，100 年以上の耐用年数であることが示された．

解析的な検討として，ビード進展型き裂に対しても，応力低減効果やき裂進展抑制効果が期待できる可能性があることが示された．

き裂処理を省略する維持管理シナリオの実用化を考えると，き裂処理を省略できる閾値を決定するために走行位置のばらつきや，接着剤接合部の水や温度による環境作用の耐久性に対する影響も考慮した検討が必要であると考える．また，ビード進展型き裂の対策についても実験データが必要であると考える．これらは今後の課題である．

第 6 章では，交通規制が不要であり，かつ死荷重が増加しないルートき裂に対する対策方法を検討した．具体的には既往の対策方法の整理から，U リブの下フランジを撤去し，U リブ・デッキプレート溶接部を U リブ内側から溶接する対策方法を提案した．

本対策による構造改変に対して，耐荷性能は設計制限値の範囲内となることを確認した．また，溶接の施工性や出来形を確認し，上向き姿勢での施工においても想定した溶接ビードや止端処理を形成できることを確認した．加えて，アスファルト舗装への影響を検討した結果，輪荷重によるデッキプレート変形により橋軸方向のひび割れが発生する可能性は小さいこと，溶接の熱影響が小さいことを確認した．

弾性有限要素解析により，本対策のルートき裂に対する応力低減効果やき裂進展抑制効果は，一般的な対策方法である SFRC 敷設と同等以上であることを確認した．また，他の部位への影響については，必要に応じて構造の見直しや，別途対策を講じることで対処可能であることを確認した．

本対策の疲労耐久性を確認するため，定点疲労試験を実施した．その結果，横リブ交差部において追加溶接止端部からデッキプレートに進展，貫通するき裂が発生したものの，ピーニング処理によりその発生を抑制することができた．また，疲労試験結果に基づき，本対策が有する耐用年数を試算した結果，100 年以上の耐用年数であることが示された．ただし，本対策で生じたルートき裂や対策時に存置したデッキ進展型き裂の進展性の評価，および溶接止端処理の方法選定や適用範囲の最適化について，横リブ交差部のみでなく一般部も含め引き続き疲労試験データの蓄積が必要であると考えられ，今後の課題である．

第 7 章では，**第 2 章**から**第 6 章**まで研究結果を踏まえ，ルートき裂に対する事後保全型と予防保全型の維持管理方法を提案した．今後，提案した方法の信頼性確保のため，データを蓄積する必要があると考える．

謝辞

本論文は名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻博士後期課程に社会人特別選抜として在籍中に，中日本高速道路株式会社の鋼床版疲労き裂の対策検討業務の一部として実施したものです．本論文をまとめるにあたり，多くの方からご指導，ご助力頂きました．

主査である名古屋大学大学院教授の舘石和雄先生には，本研究の遂行にあたって丁寧にご指導頂き，肝要なご助言をたくさん頂きました．多角的な視点，柔軟で独創的な発想，端的で伝わりやすい表現など，今後も念頭に置くべき大切なことを教えて頂いたと思います．

副査である名古屋大学大学院教授の中村光先生には，学術的のみならず実務的にも不備な点について丁寧にご指導頂きました．法政大学教授の内田大介先生には，論文審査やそれ以外の場面においても鋼床版に関する的確なご助言を頂きました．名古屋大学大学院准教授の判治剛先生には，副査としての審査のみならず，博士後期課程への進学を勧めて頂き，研究生活全般にわたり細部まで終始ご助言頂くとともに，多くの相談に親身になって乗って頂きました．

名古屋大学大学院助教の清水優先生，西日本旅客鉄道株式会社の丹羽雄一郎氏はじめ，舘石・判治研究室の皆様には，日頃より有益なご討論ご助言，多大なるご助力を頂きました．

本論文のうち，実橋計測，疲労試験については一般社団法人日本建設機械施工協会施工技術総合研究所の小野秀一氏，田中俊介氏はじめ同研究所の皆様に，PAUT については三菱重工パワー検査株式会社の八木尚人氏はじめ同社の皆様に，FMC/TFM についてはエム・キュービック株式会社の細見直史氏に，UHPFRC 敷設に関しては鹿島建設株式会社の渡邊有寿氏はじめ同社の皆様に，床版下面からの対策については MK エンジニアリング株式会社の竹渕敏郎氏，川田工業株式会社の長坂康史氏，津山忠久氏はじめ同社の皆様に多大なご助力を頂きました．

本研究の遂行にあたり，中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋株式会社の山田健太郎先生，株式会社ワイ・シー・イーの岩崎雅紀氏，東京都立大学大学院教授の村越潤先生，株式会社横河ブリッジの井口進氏，および中日本高速道路株式会社「鋼床版疲労亀裂に対する点検・診断マニュアル検討会」，「鋼床版疲労き裂の対策指針作成検討会」，土木学会「鋼構造委員会鋼床版の維持管理と更新に関する調査研究小委員会」の委員各位に貴重なご助言を頂きました．

進学や学位取得に関して，中日本高速道路株式会社の吉村義朗氏，酒井秀昭氏（現，株式会社三協技術），上東泰氏，長田光司氏，萩原直樹氏，後藤俊吾氏，牧田通氏，池端信哉氏，中日本高速技術マーケティング株式会社の野島昭二氏（現，オリエンタル白石株式会社），立松秀之氏，株式会社高速道路総合技術研究所の川井田実氏（現，中日本高速技術マーケティング株式会社），岩立次郎氏（現，中日本高速道路株式会社），髙橋茂樹氏（現，金沢工業大学教授），髙原良太氏，岩生知樹氏（現，西日本高速道路株式会社），喜多雄士氏，および NEXCO 関係各位に業務上の配慮や手厚いご支援を頂きました．

大学時代の指導教員であり，鋼床版研究のきっかけを頂いた大阪大学名誉教授の松井繁之先生には，社会人となった後も私の近況を気にかけて頂き，博士後期課程への進学を応援して頂きました．本研究にも「見る，観る，視る，診る，看る」の教えが確実に影響したと感じます．

ここに記して深謝の意を表します．

最後に，家を不在にすることが多くて迷惑をかけたにも関わらず，支えてくれた妻の裕子，息子の幸太郎，娘の由依に感謝いたします．