

鋼床版の垂直補剛材上端部と架設用吊金具残し部の疲労対策

技術委員会 床版小委員会 鋼床版部会
小笠原照夫、井口 進、内田大介、奥村 学
片野俊一、齊藤史朗、林 暢彦、松下裕明

1. はじめに

鋼床版は軽量で、長大橋や軟弱地盤に建設される橋梁、さらに構造高を低く抑えることが求められる橋梁などに多く採用されてきた。今後は、軽量で現場工期を短縮できること、また分割施工へのフレキシブルな対応が可能な床版であることから、既設鉄筋コンクリート床版の更新にも多く採用されると考えられる。しかし、重交通路線において、平成14年に発刊された「鋼道路橋の疲労設計指針」¹⁾より以前の基準により設計、施工された鋼床版に疲労損傷が発生していること²⁾が問題となったことから、鋼床版の採用を控えるケースが少なからずあると考えられる。

鋼床版の疲労損傷は、重交通路線であること、また現行の疲労設計基準が適用されていない限られた橋梁で起きている問題であり、最新の技術基準により設計、施工された鋼床版の疲労耐久性は大幅に向上しているものと考えられる。

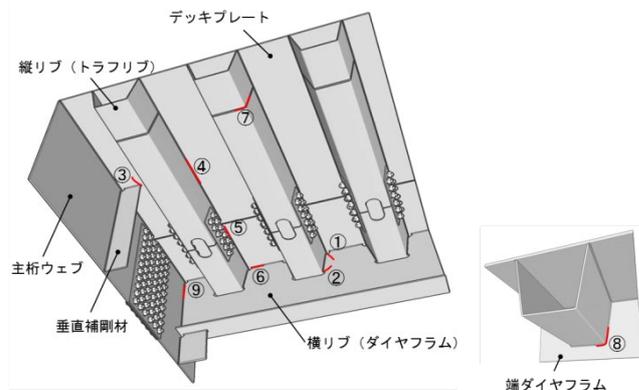
しかし、床版は輪荷重を直接支える部材であり、過酷な使用環境に晒されていることから、何れは疲労による損傷が顕在化することが想定される。鋼床版においても同様であり、さらなる疲労耐久性向上対策が必要と考えている。

本稿は、さらなる疲労耐久性向上対策として、垂直補剛材上端部と架設用吊金具残し部に着目して行った検討結果を報告する。なお、垂直補剛材上端部は、国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター（通称CEASAR）との共同研究「鋼床版の疲労対策技術の信頼性向上に関する研究」の一部であり、架設用吊金具残し部は、国立大学法人九州大学との共同研究として行ったものである。

2. 垂直補剛材上端部の疲労対策

2. 1 はじめに

縦リブに U リブ用いた鋼床版の疲労損傷を発生部



き裂発生部位	
①	縦リブと横リブ（ダイヤフラム）の溶接部（上側スカラップ部）
②	縦リブと横リブ（ダイヤフラム）の溶接部（下側スリット部）
③	デッキプレートと垂直補剛材の溶接部
④	デッキプレートと縦リブの溶接部
⑤	デッキプレートと縦リブスカラップの溶接部（現場継手部）
⑥	デッキプレートと横リブ（ダイヤフラム）の溶接部
⑦	縦リブと縦リブの突合せ溶接部
⑧	縦リブと端ダイヤフラムの溶接部
⑨	横リブ（ダイヤフラム）と主桁ウェブの溶接部

図-1 鋼床版の疲労損傷事例²⁾

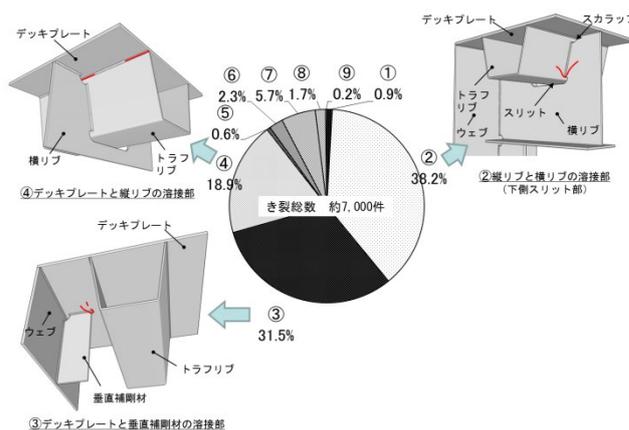


図-2 疲労損傷の構成比率²⁾

位で分類すると、図-1 に示す 9 種類に分けられる。一番多いのは U リブと横リブの溶接部下側スリット部に発生する疲労損傷で、全体の約 4 割を占める。2 番目はデッキプレート（以下、デッキ）と垂直補剛材の溶接部（以下、垂直補剛材上端部）で約 3 割、3 番目

表-1 現行基準の疲労対策

き裂発生部位	疲労対策
① 縦リブと横リブ(ダイヤフラム)の溶接部(上側スカラップ部)	道示18.9.4コーナー溶接(埋戻し) 指針5.3.6縦リブと中間横リブまたは横げたの交差部(標準構造)
② 縦リブと横リブ(ダイヤフラム)の溶接部(下側スリット部)	道示18.9.4コーナー溶接解説(標準構造) 指針5.3.6縦リブと中間横リブまたは横げたの交差部(標準構造)
③ デッキプレートと垂直補剛材の溶接部	指針5.3.9縦げた(大型車輪荷重が常時載荷される位置直下に縦げたや上げたウェブを原則配置しない)
④ デッキプレートと縦リブの溶接部	道示9.4.5デッキプレートの最小版厚(大型自動車の輪荷重が常時載荷される位置直下は16mm以上) 道示18.9.2デッキプレートに対する縦方向溶接(溶込み量はリブ板厚の75%以上) 指針5.3.1閉断面リブとデッキプレートの溶接(溶込み量はリブ板厚の75%以上)
⑤ デッキプレートと縦リブスカラップの溶接部(現場継手部)	道示18.9.3デッキプレートの溶接の検査(スカラップ幅80mm) 指針5.3.3縦リブの継手(縦リブ支間中央部のL/2の範囲に設けない、スカラップ幅80mm)
⑥ デッキプレートと横リブ(ダイヤフラム)の溶接部	道示18.9.4コーナー溶接(埋戻し) 指針5.3.6縦リブと中間横リブまたは横げたの交差部(標準構造)
⑦ 縦リブと縦リブの突合せ溶接部	道示18.9.1閉断面リブの溶接継手(現場溶接施工要領例)
⑧ 縦リブと端ダイヤフラムの溶接部	指針5.3.7縦リブと端横リブまたは端横げたの交差部(標準構造)
⑨ 横リブ(ダイヤフラム)と主桁ウェブの溶接部	損傷数の少ない特異な事例



図-4 検討フロー

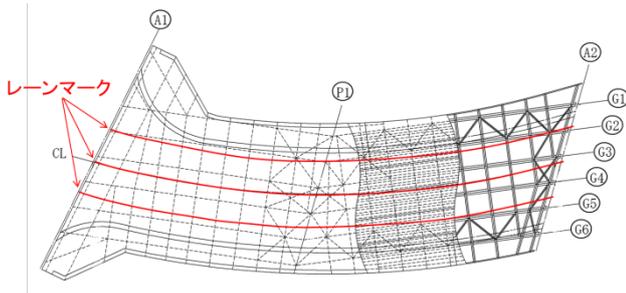


図-3 主桁ウェブ上を輪荷重が通過する例

はデッキと縦リブの溶接部で約2割を占め、この3種類の疲労損傷で全体の約9割近くを占める(図-2)。

ただし、これらの疲労損傷は重交通路線において、平成14年に発刊された「鋼道路橋の疲労設計指針」より以前の基準により設計、施工された鋼床版で発生しているものである。

表-1は、現行の道路橋示方書³⁾と鋼道路橋の疲労設計指針⁴⁾で規定された疲労対策で、⑨の数の少ない特異な損傷を除く全ての疲労損傷の対策が示されている。

現行基準では、垂直補剛材上端部の疲労対策として「大型車輪荷重が常時載荷される位置直下に縦桁や主桁ウェブを原則配置しない」と規定されている(表-1③)が、車線は曲線や分岐・合流等あり、また、鋼床版桁の構造上の制約から遵守できない場合もある。基準の「原則」は、この様なことに配慮したものと考えられることもできる。図-3は車線が曲線、主桁が直線の事例で、大型車輪荷重の走行位置と主桁ウェブは必ず交差する箇所が発生する。

2.2 検討フロー

図-4に本検討のフローチャートを示す。

実態調査は、解析に用いる鋼床版(橋梁)の諸元を把握することを目的に、橋梁製作会社にアンケート調査を実施した。

局部応力の検討は、現行構造のデッキと垂直補剛材を溶接する場合(以下、上端溶接)のまわし溶接部のデッキ側止端部の応力と垂直補剛材側止端部(以下、補剛材側止端部)の応力、垂直補剛材上端部をカットする場合(以下、上端カット)のウェブと垂直補剛材まわし溶接部のウェブ側止端部の応力と補剛材側止端部の応力をFEM解析により求め、上端溶接と上端カットを比較検討した。

曲げ耐力の検討は、上端カットのデッキと垂直補剛材の空き(以下、ギャップ)量が、ウェブの曲げ耐力に与える影響を解析的に検討した。

そして、せん断耐力の検討では、上端カットのギャップ量がウェブのせん断耐力に与える影響を解析的に検討した。

2.3 実態調査

橋梁形式、橋長、主桁ウェブから第一Uリブまでの距離(以下、第一Uリブまでの距離)、垂直補剛材断面、垂直補剛材が上端溶接または上端カット、その他の構造諸元の調査を実施した。

旧公団・公社は標準図が整備されているため、アンケートは国土交通省と地方自治体の発注物件で、2010年1月以降に竣工した工事を対象とした。アンケートの例を表-2に示す。

垂直補剛材上端部構造の調査結果を図-5に示す。

全61橋中上端溶接が20橋、上端カットが26橋、垂直補剛材無しが15橋であり、垂直補剛材ありの内

表-2 アンケートの例

項目	単位	
橋名		
管理者(発注者)		
架設場所	都道府県名	
橋梁形式		鋼3径間連続鋼床版箱桁
橋長	m	300
支間長	m	88.75+120+88.45
竣工年月	年月	2012年3月
主桁ウェブから第一Uリブまでの距離	mm	250
垂直補剛材断面寸法	mm	200×16
垂直補剛材上端部 構造詳細 (上端溶接or上端カット、 上端カットの場合はそのディテール)		上端溶接
横リブ間隔(Uリブ支間)標準	m	2.15
横リブ間隔(Uリブ支間)最大	m	2.15
Uリブ断面	mm	320×240×6
デッキプレート厚	mm	12
主桁ウェブ高さ	m	2.3~3.5
垂直補剛材設置範囲		端支点上横桁2パネル分 中間支点上横桁10パネル分(支間片側5パネルずつ)
垂直補剛材配置		横リブ間2等分
垂直補剛材と吊金具位置		一致していない
横リブウェブ厚(支点上)		張出し部ウェブ厚 10mm ダイヤフラム厚 端支点: 14<16>mm 中間支点: 27<30>mm
横リブウェブ厚(中間ダイヤ)		張出し部ウェブ厚 10mm ダイヤフラム厚 10mm
横リブウェブ厚(中間横リブ)		張出し部ウェブ厚 10mm 箱内横リブウェブ厚 10mm

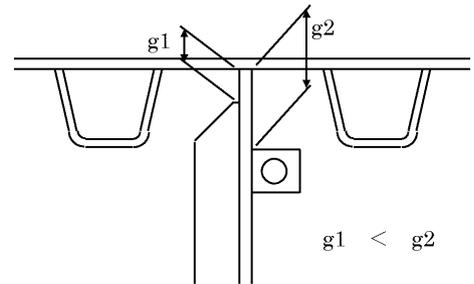
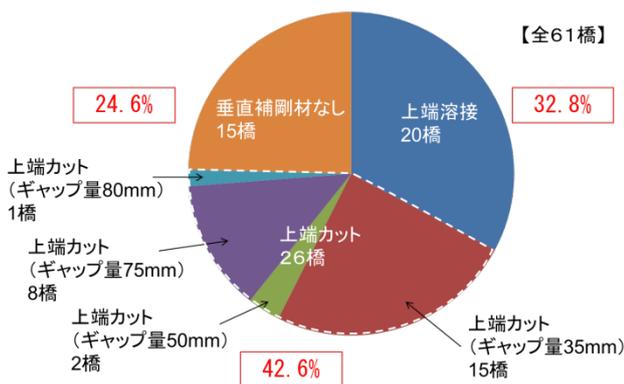


図-6 足場用吊金具取付け例



(2010年1月以降竣工の国交省、自治体工事)

図-5 垂直補剛材上端部構造

の5割以上が上端カットを採用していた。上端カットの26橋からギャップ量で整理すると、ギャップ量35mmが15橋、50mmが2橋、75mmが8橋、80mmが1橋であり、50mmの1橋が合理化鋼床版であった。

上端カットの場合、ウェブの垂直補剛材が取り付け反対面に足場用吊金具を設けると、局部応力が大きくなり、疲労損傷の発生が懸念されることが指摘されている⁴⁾。今回の調査結果では、大半が垂直補剛材と足場用吊金具を橋軸方向にずらして設置していた。

鋼床版橋において、ウェブ上部に取り付ける足場用吊金具は、デッキと非溶接とし、ギャップ量を上端カ

ットした垂直補剛材のそれ以上かつ35mm以上とするのが、疲労耐久性上好ましいと考えられる。図-6に足場用吊金具取付け例を示す。なお、足場用吊金具上端部コバ面の塗装品質を確保できるようg2寸法をUリブ高さと同程度と十分大きくとり、従来通り矩形の足場用吊金具とするのが良い。

2.4 局部応力の検討

(1) FEM解析モデル

解析モデルを図-7に示す。実橋のUリブ3径間部分をモデル化したもので、主桁間隔を4,020mmとし、両サイドに2,010mmの張出部を設けた。

実態調査結果より、デッキ厚は12mmあるいは16mm、Uリブ断面は320mm×240mm×6mm、舗装厚は一般的な80mmとした。基本モデルの垂直補剛材断面は150mm×12mm、主桁ウェブ厚は14mm、第一Uリブまでの距離は250mm、縦リブ支間長は2,500mmである。

パラメータは、補剛材断面190mm×15mmにおいては主桁ウェブ厚14mm、補剛材断面110mm×9mmにおいては主桁ウェブ厚9mm、第一Uリブまでの距離については200mmと300mm、Uリブ支間については2,000mmと3,000mmとした。なお、上端カッ

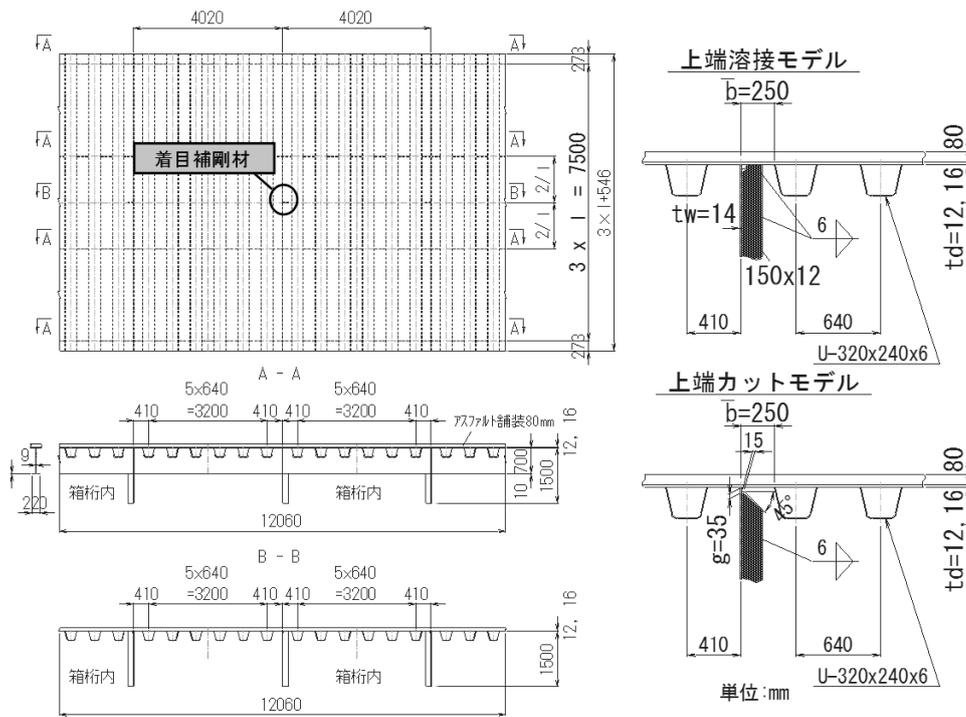
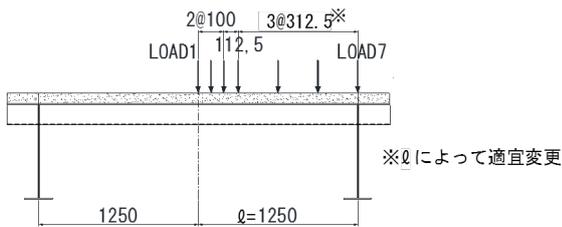
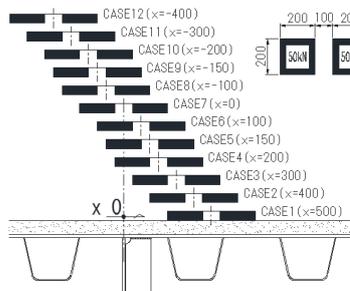


図-7 解析モデル



(1) 橋軸方向荷重ケース



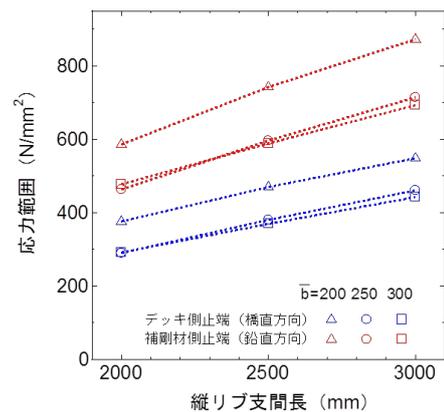
(2) 橋直方向荷重ケース

図-8 荷重と載荷ケース

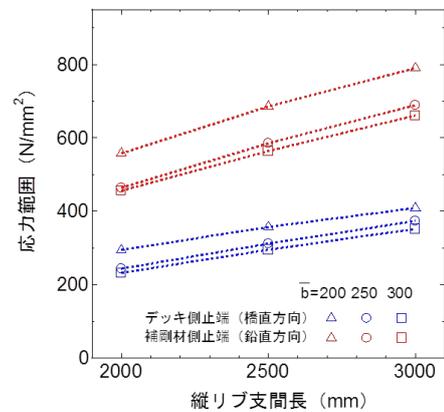
トのギャップ量は35mmである。

解析は線形弾性解析、解析コードは MSC NASTRAN 2012、使用要素は6節点、8節点 SOLID 要素。鋼材の弾性係数は $200,000\text{N/mm}^2$ 、ポアソン比は 0.3 とした。アスファルト舗装についても弾性体として扱い、弾性係数は夏場を想定した 500N/mm^2 、ポアソン比は 0.35 とした。

荷重と載荷ケースを図-8 に示す。載荷荷重はシング

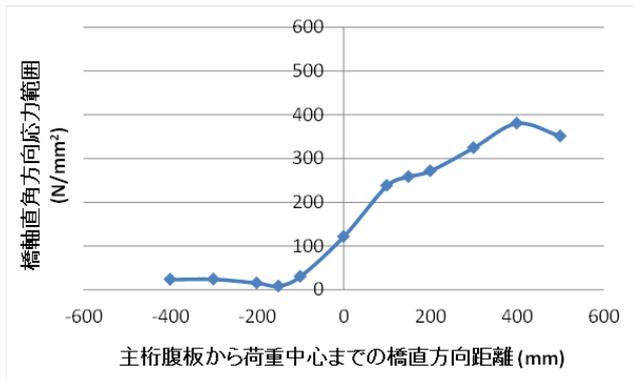


(1) デッキ厚 $td=12\text{mm}$

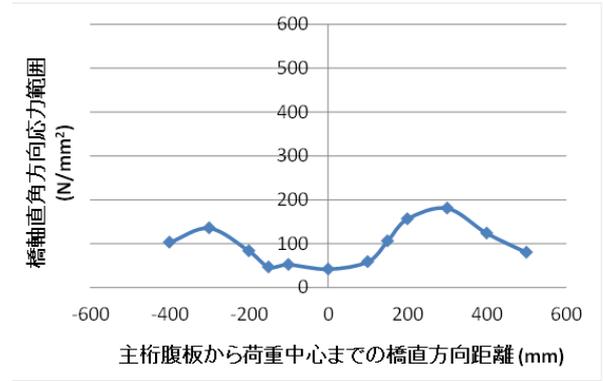


(2) デッキ厚 $td=16\text{mm}$

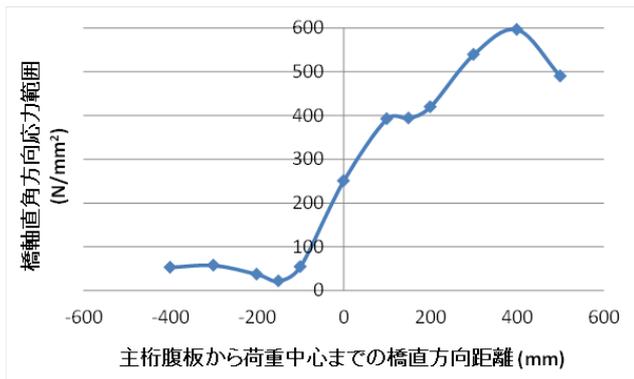
図-9 Uリブ支間長の影響 (上端溶接)



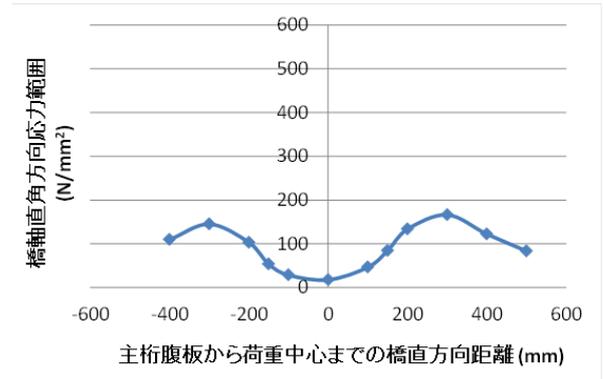
(1) デッキ側止端部



(1) ウェブ側止端部



(2) 補剛材側止端部



(2) 補剛材側止端部

図-10 橋直方向載荷位置の影響（上端溶接、 $t_d=12\text{mm}$ ）
 ルタイヤと比べて荷重が大きく、発生応力が大きくなると考えられるダブルタイヤ（ $50\text{kN}\times 2$ ）とした。

載荷ケースは、橋軸方向には対称性を考慮して7ケース、橋軸直角方向は主桁ウェブ位置を基準とした12ケースの合計84ケースである。

拘束条件はウェブ下端を完全拘束とし、橋直方向に連続条件を定義した。なお、着目部近傍の要素サイズは約 $1\text{mm}\times 1\text{mm}\times 1\text{mm}$ である。

(2) FEM 解析結果

上端溶接におけるUリブ支間長の影響を図-9に示す。垂直補剛材断面は $150\text{mm}\times 12\text{mm}$ 、主桁ウェブ厚は 14mm である。

応力範囲は荷重が橋軸方向に通過した際の最大応力と最小応力の差であり、卓越する応力の方向はデッキ側止端部が橋直方向、補剛材側止端部が鉛直方向であった。なお、上端カットの応力範囲も同様である。

垂直補剛材の角部は解析上の特異点であり、デッキ側と単純な比較はできないが、デッキ側止端部と補剛材側止端部の応力範囲の全般的な傾向を比較すると補剛材

図-11 橋直方向載荷位置の影響（上端カット、 $t_d=12\text{mm}$ ）

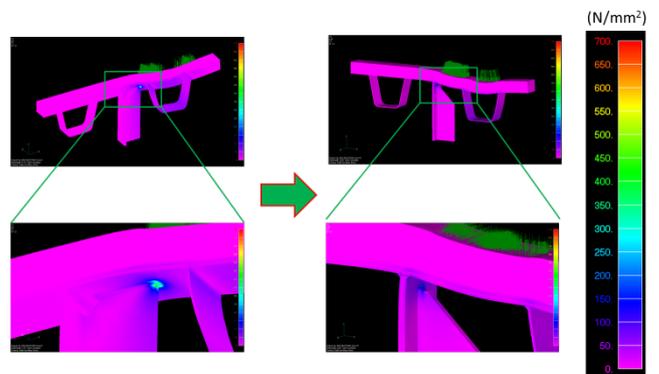
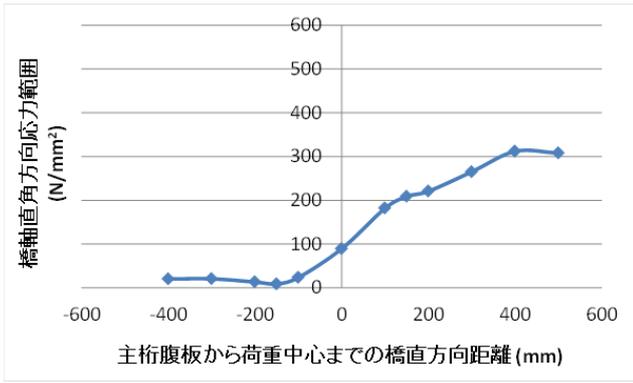


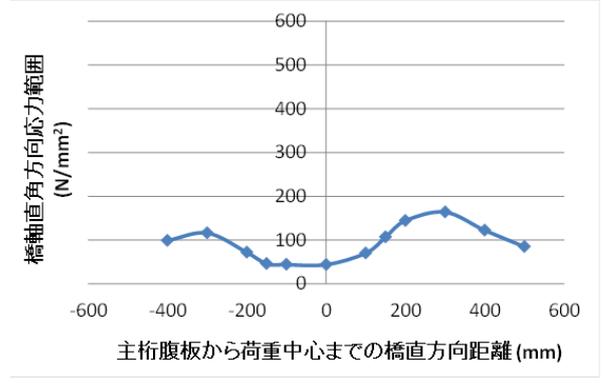
図-12 Mises 応力コンター図（ $t_d=12\text{mm}$ ）

側止端部が大きく、第一Uリブまでの距離が 250mm と 300mm は概ね同じで、 200mm に小さくなるとそれが大きくなるのが分かった。また、Uリブ支間長が $2,000\text{mm}$ から $3,000\text{mm}$ に大きくなるとそれが5割程度大きくなり、デッキ厚が 12mm から 16mm に大きくなるとそれが小さくなるのが分かった。

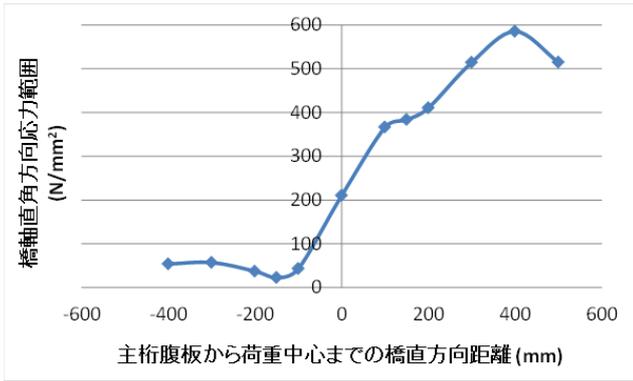
上端溶接と上端カットにおける橋直方向載荷位置の影響をそれぞれ図-10と図-11に、そのMises応力コンター図を図-12に示す。解析モデルは基本モデルである。



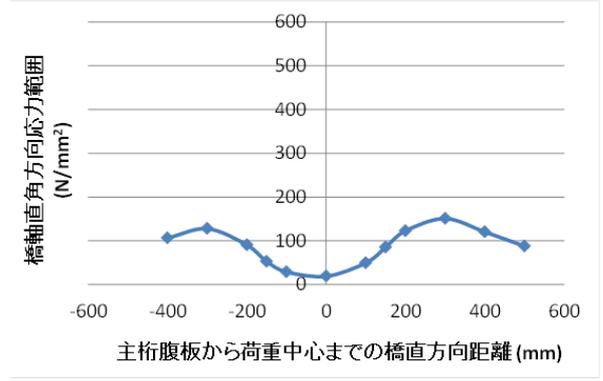
(1) デッキ側止端部



(1) ウェブ側止端部



(2) 補剛材側止端部



(2) 補剛材側止端部

図-13 橋直方向載荷位置の影響（上端溶接、td=16mm）

図-10 の上端溶接はデッキ側止端部と比較して補剛材側止端部の応力範囲が大きく、図-11 の上端カットにおけるウェブ側止端部と補剛材側止端部の応力は、ウェブを境に垂直補剛材が取り付け側に載荷すると圧縮が、反対側に載荷すると引張が作用し、応力範囲は垂直補剛材が取り付け側に載荷した方が大きく、ウェブ側止端部と補剛材側止端部で大きな違いがないことが分かった。また、上端溶接と上端カットを比較すると、上端カットの応力範囲が上端溶接の 1/3 から 1/2 程度に低減することが分かった。

図-13、図-14 と図-15 は、それぞれ図-10、図-11 と図-12 のデッキ厚を 16mm に変えたものである。

傾向はほとんど同じであり、デッキ側止端部の応力範囲がデッキ増厚の影響で小さくなっている以外は、上端カットの応力範囲が上端溶接の 1/3 から 1/2 程度に低減することも同じである。

2. 5 曲げ耐荷力の検討⁵⁾

局部応力の検討において、上端カットにより応力範囲

図-14 橋直方向載荷位置の影響（上端カット、td=16mm）

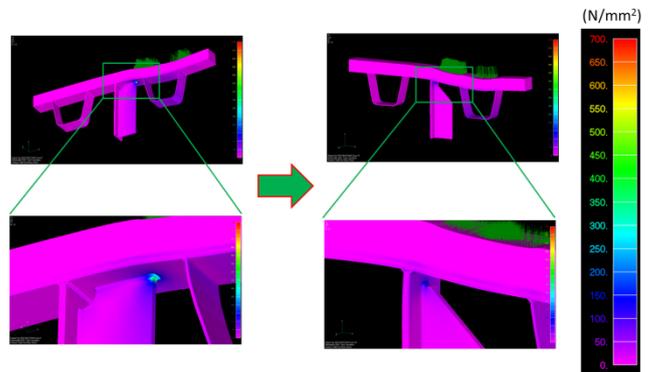


図-15 コンター図（td=16mm）

を大幅に低減できることが分かった。しかし、垂直補剛材にはウェブの座屈の節となることが求められており、ギャップを設けることによるウェブの曲げ耐荷力の低下が懸念される。そこで、線形座屈固有値解析を行い、ギャップ量が曲げ耐荷力に与える影響を検討した。

解析モデルを図-16 に示す。主な諸元は実構造を想定し、桁高を 2600mm、横リブ間隔を 2500mm、そして横リブ間隔の中央に垂直補剛材を 1 本配置した。ギャップは垂直補剛材の上下端に設け、そのギャップ量(g)をパラメータとした。ウェブ厚は 11mm、垂直補剛材は

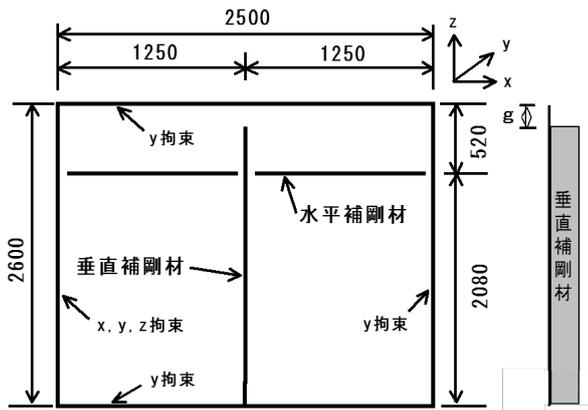
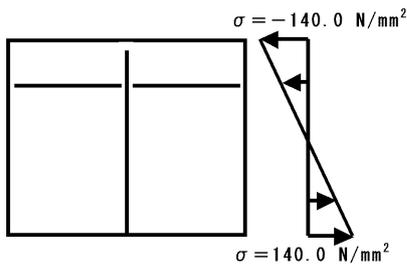
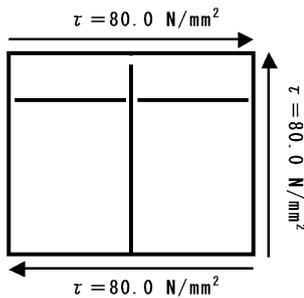


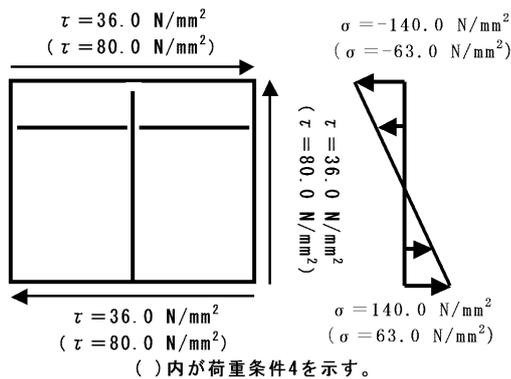
図-16 解析モデル



(1) 荷重条件 1



(2) 荷重条件 2



(3) 荷重条件 3, 4

図-17 荷重条件

150mm×13mm、水平補剛材は 120mm×11mm で材質は全て SM400 材である。

荷重条件を図-17に示す。荷重条件 1 が純曲げ、荷重条件 2 が純せん断、そして荷重条件 3 が曲げ応力最大で

合成応力度の照査式を満たすせん断応力の組み合わせ、荷重条件 4 がせん断応力最大で合成応力度の照査式を満たす曲げ応力の組み合わせである。

垂直補剛材のギャップ量が線形座屈固有値に与える影響を図-18に示す。

縦軸は、ギャップを設けたモデルの座屈固有値(λ_2)をギャップが無いモデルの座屈固有値(λ_1)で無次元化した値である。また、横軸は、ギャップ量(g)を桁高($h=2,600\text{mm}$)で無次元化した値である。

荷重条件 1 では、 $g=140\text{mm}\sim 160\text{mm}(g/h=0.054\sim 0.061)$ で座屈固有値の低減率が大きくなり、純せん断および組み合わせ応力の荷重条件では、純曲げでみられるような急激に座屈固有値が変化する遷移点は確認できず、ギャップ量の増加に伴い滑らかな座屈固有値の低下を示すことが分かった。また、実施した 4 ケースの荷重条件下において、ギャップ量 35mm 程度では座屈固有値はほとんど低下しないことが分かった。

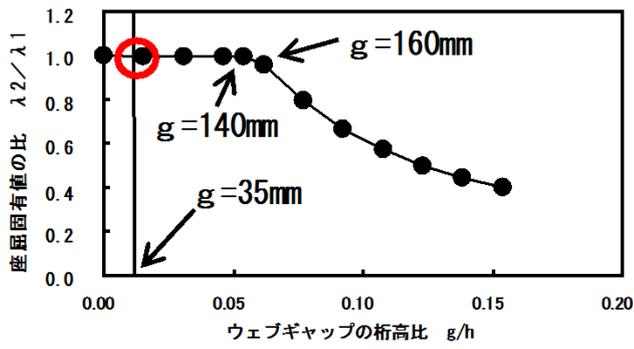
2. 6 せん断耐荷力の検討⁶⁾

曲げ耐荷力の検討と同様、ギャップを設けることによるウェブのせん断耐荷力の低下が懸念されるため、線形座屈固有値解析と弾塑性有限変位解析を行い、ギャップ量がせん断耐荷力に与える影響を、アスペクト比や幅厚比パラメータを変えて検討した。

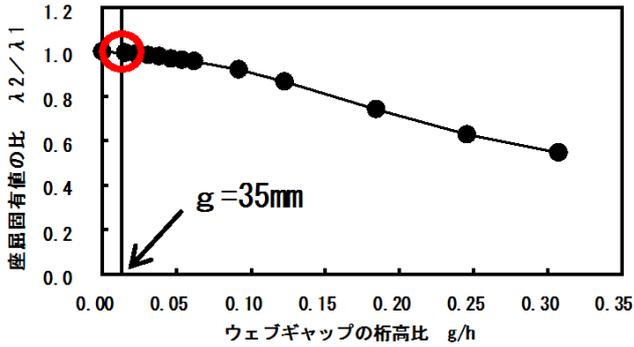
解析モデルは図-19に示すように、垂直補剛材を有するウェブの単一パネルに着目してモデル化した。

境界条件を図-20に示す。板要素の周辺に面内曲げ剛性が無限大の载荷棒を設置し、その载荷棒は中点で軸方向変位と面内の回転変位の 2 自由度を有している。せん断力は、载荷棒 3 と 4 の回転により解析モデルに与える。なお、せん断変形導入時の軸力の発生を防止するために、载荷棒 2 と 4 の軸方向変位は自由とした。板要素周辺の载荷棒上の各節点における軸方向変位(伸び)は、载荷棒の直変位を線形補間して均等に与えるものとした。

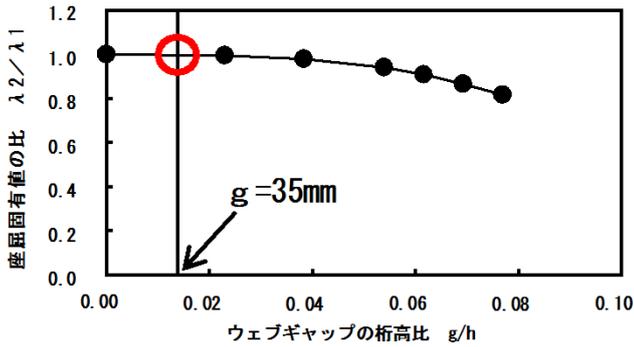
面外の境界条件は、上下フランジ部はパネルの節として十分剛な部材が設置されているものと考え単純支持とし、垂直補剛材部および垂直補剛材未設置部は自由とした。なお、垂直補剛材断面は、道路橋示方書³⁾の必要剛比を満足する寸法とした。



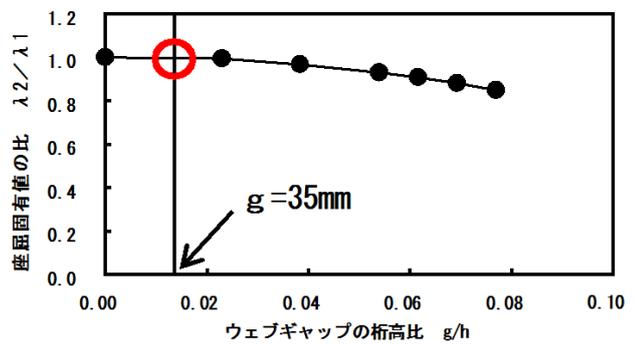
(1) 荷重条件 1



(2) 荷重条件 2



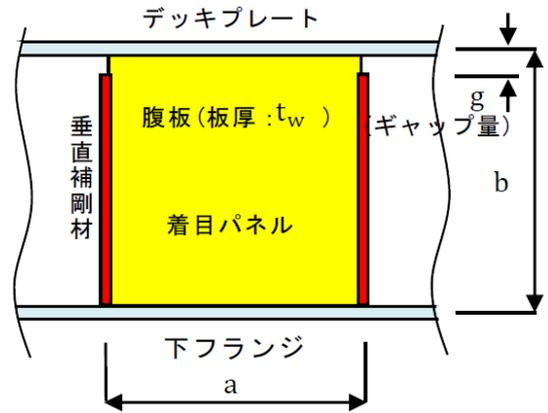
(3) 荷重条件 3



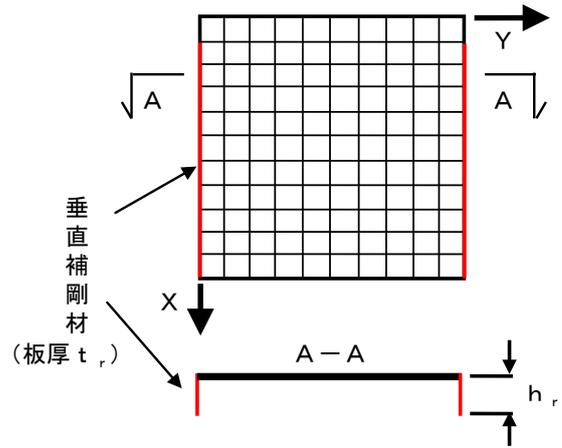
(4) 荷重条件 4

図-18 ギャップ量の影響

初期不整の与え方を図-21 に示す。初期たわみは、既往の研究⁹⁾を参考に板座屈耐荷力に顕著な影響を及ぼす板曲げ 1 次モードと 2 次モードを考慮し、その最大値



(1) 解析対象



(2) 解析モデル

図-19 解析モデル

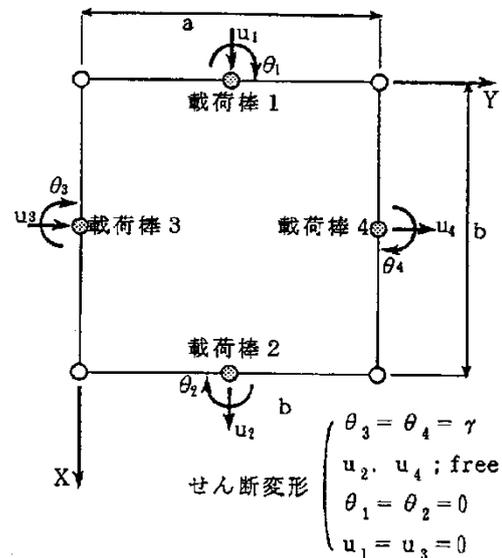
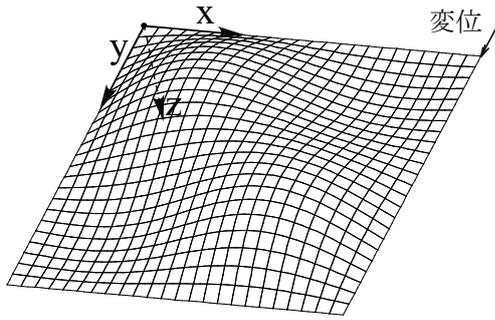


図-20 境界条件と載荷方法

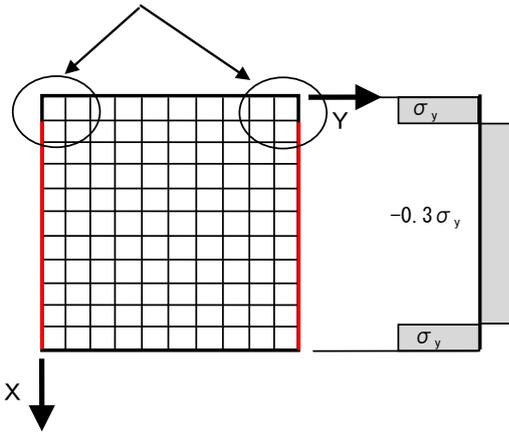
は道路橋示方書で規定された製作誤差の最大許容値 ($b/150$)を与えた。

残留応力は、ウェブとデッキおよび下フランジとの溶接の影響を考慮し、溶接部近傍要素に $-\sigma_y$ (σ_y : 降伏応



(1) 初期たわみ

ギャップ部の局所変形を再現できるように要素分割を密にする



(2) 残留応力

図-21 初期不整

表-3 解析パラメータ

腹板高さ 1500mm

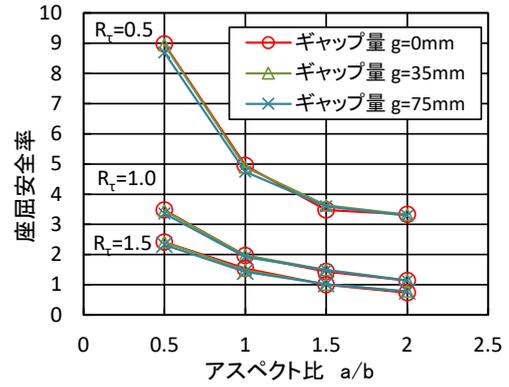
着目パラメータ	線形座屈解析	弾塑性解析
使用鋼材	SM400 ($\sigma_y=240\text{N/mm}^2$) 弾塑性解析時: 完全弾塑性 (移動硬化)	
アスペクト比 $\alpha(a/b)$	0.5, 1.0, 1.5, 2.0	1.0
幅厚比パラメータ R_τ	0.5, 1.0, 1.5	
ギャップ量 $g(\text{mm})$ (腹板高比)	0, 35, 75 (0, 1/43, 1/20)	0, 75, 300 (0, 1/20, 1/5)

$$R_\tau = (b/t_w) \cdot \sqrt{(\tau_y/E) \cdot \{12(1-\mu^2)/(\pi^2 k_\tau)\}}$$

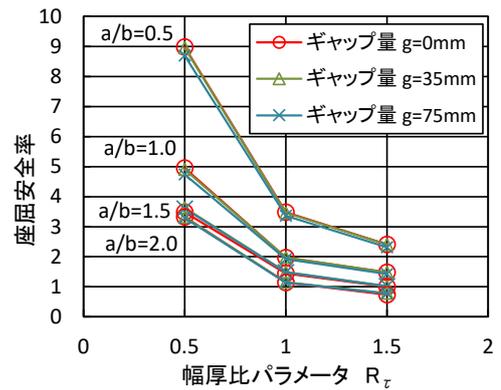
力)、その他の要素に $0.3\sigma_y$ として矩形分布で与え、その範囲は自己平衡が成立するように決定し、ウェブ長さ方向は一定とした。

解析は、線形座屈固有値解析および弾塑性有限変位解析とともに汎用構造解析プログラム MSC MARC(2014.0.0)を用い、弾塑性有限変位解析ではシェル要素を用いた。解析に用いたパラメータを表-3 に示す。

解析から得られたギャップ量 $g=0\text{mm}$ 、 35mm 、 75mm 、



(1) アスペクト比とギャップ量の影響



(2) 幅厚比パラメータとギャップ量の影響

図-22 線形座屈解析結果

それぞれの座屈安全率について、アスペクト比および幅厚比パラメータを変化させた場合の結果を図-22 に示す。

アスペクト比および幅厚比パラメータの増加に伴い座屈安全率は低下するが、ギャップ量が座屈安全率に与える影響は小さく、今回の検討範囲の中では最大 5%程度であった。

座屈安全率が道路橋示方書の規定値 1.25 を下回る結果が一部で見られるが、これは、アスペクト比、幅厚比パラメータの組み合わせにおいて広い範囲を確認するため、道路橋示方書の規定を多少超える範囲まで解析したためであり、いずれの場合も垂直補剛材の必要板厚が道路橋示方書の規定の範囲外となっている場合であった。

弾塑性有限変位解析から得られたせん断ひずみとせん断応力の関係を図-23 に示す。横軸および縦軸は、それぞれ降伏せん断ひずみ (τ_y)、および降伏せん断応力 (σ_y) で除して無次元化している。

いずれの場合においても、ひずみに非線形性が現れた後、最大せん断ひずみに到達するが、その後せん断

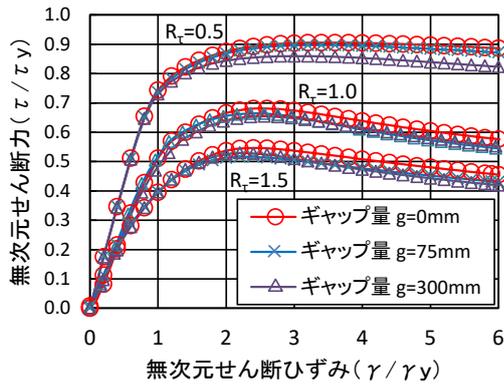
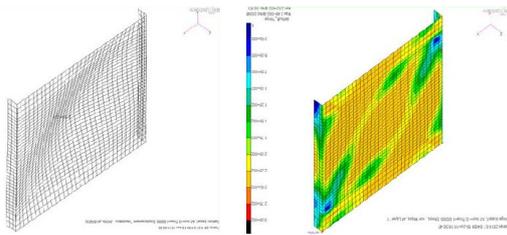
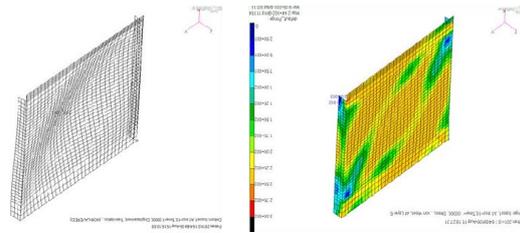


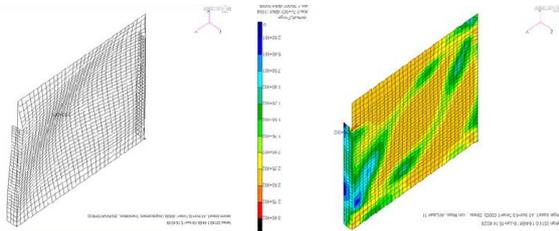
図-23 弾塑性有限変位解析結果



(1) ギャップ量 $g=0\text{mm}$



(2) ギャップ量 $g=75\text{mm}$



(3) ギャップ量 $g=300\text{mm}$

図-24 変形図とコンター図

力は急激に低下しないことが分かる。この傾向はギャップ量にかかわらず同様であり、本研究で着目したパラメータの範囲内では、ギャップ量がせん断ひずみとせん断力の関係に与える影響が小さいことが分かった。

図-24 に幅厚比パラメータ 1.0、無次元せん断ひずみ 1.0の変形(倍率 5 倍)および Mises 応力コンター図を示す。

変形モードおよびウェブ全体の応力分布は、ギャップ量による差異はほとんど見られないことが分かった。

表-4、図-25 に無次元せん断力応力の最大値を整理した。

表-4 無次元最大せん断応力

ギャップ量 g	幅厚比パラメータ $R\tau=0.5$		幅厚比パラメータ $R\tau=1.0$		幅厚比パラメータ $R\tau=1.5$	
	最大値	比	最大値	比	最大値	比
0mm	0.906	—	0.682	—	0.546	—
75mm	0.897	99.0%	0.665	97.5%	0.516	94.5%
300mm	0.859	94.8%	0.654	95.9%	0.529	96.9%

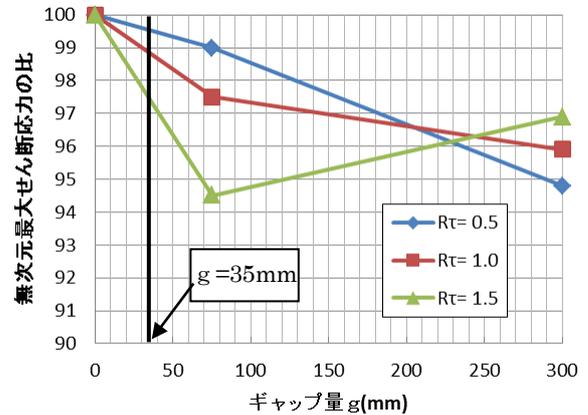


図-25 ギャップ量の影響

ギャップ量 $g=0\text{mm}$ に対し、ギャップ量 $g=75\text{mm}$ 、 300mm の場合の無次元最大せん断力応力は 95% 程度以上であり、その影響が小さいことが分かった。

2. 7 まとめ

垂直補剛材の上端を 35mm カットすることにより、局部応力を 1/3 から 1/2 程度に低減できることが分かった。また、35mm のギャップがウェブの曲げ耐荷力とせん断耐荷力に与える影響は僅少であることが分かった。

また、鋼床版橋における足場用吊金具の設置方法を提案した。

今後、疲労試験により耐久性の向上効果を確認する予定である。

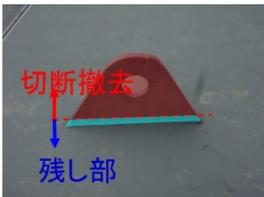
3. 架設用吊金具残し部の疲労対策^{9)~17)}

3. 1 はじめに

鋼床版橋梁の架設用吊金具は、デッキプレート(以下、デッキ)上に溶接で取り付けられる。主桁ウェブ上に設置される場合が一般的であるが、中落し鋼床版パネルなどでは U リブ溶接線に取り付けられる場合もある。この架設用吊金具は、架設完了後、一部分を残してガスや専用の機械で切断、撤去される(図



(1) 架設用吊金具使用状況

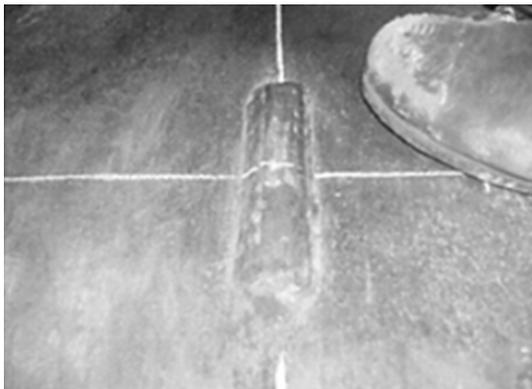


(2) 架設用吊金具

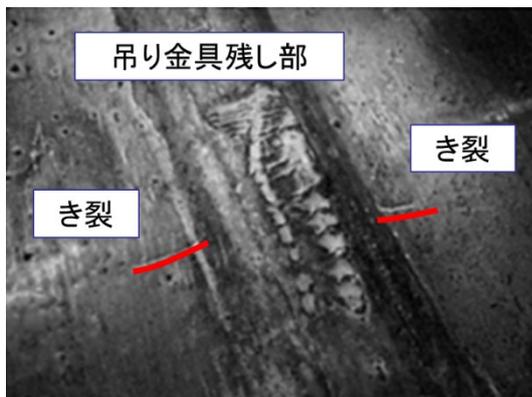


(3) 吊金具残し部

図-26 架設用吊金具



(1) 舗装除去後の吊金具残し部



(2) 疲労き裂

図-27 吊金具残し部の疲労損傷事例

-26)。

近年、この架設用吊金具残し部（以下、吊金具残し

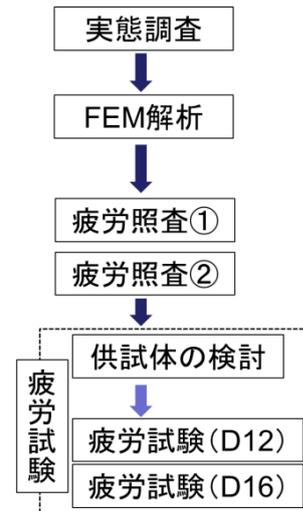


図-28 検討フロー

部）から疲労き裂が発生したとの報告（図-27）があり、疲労き裂を防止するために吊金具残し部を完全に撤去し、デッキ上面を平滑に仕上げる場合がある¹⁸⁾が、鋼床版と吊金具残し部を一体に捉えて評価した事例はなく、平滑仕上げの必要性が明らかではなかった。

そこで、吊金具残し部近傍の応力性状を明らかにして、吊金具残し部の疲労寿命について検討した。

なお、吊金具残し部における疲労き裂の発生事例は、鋼床版に発生している他の疲労き裂と比べて極めて少ないのが現状である。また、架設用吊金具を完全に撤去し、デッキ上面を平滑に仕上げることは多大な労力を必要とし、架設現場において大きな負担となっている。

3. 2 検討フロー

図-28に、本検討のフローチャートを示す。

実態調査は、架設用吊金具の設計、施工について実態を把握するために実施したもので、橋梁製作会社にアンケートをお願いし、約300事例を収集した。

FEM解析は、吊金具残し部周辺に作用する複雑な応力状態を把握することを目的に実施し、輪荷重の移動による応力状態と応力集中箇所を明らかにした。

疲労照査①は、ホットスポット応力（以下、HSS）で応力範囲を算出し、一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界を用いた疲労照査を行った。

疲労照査②では、重交通路線における車両重量実態調査結果に基づく等価応力範囲を用い、累積損傷度を

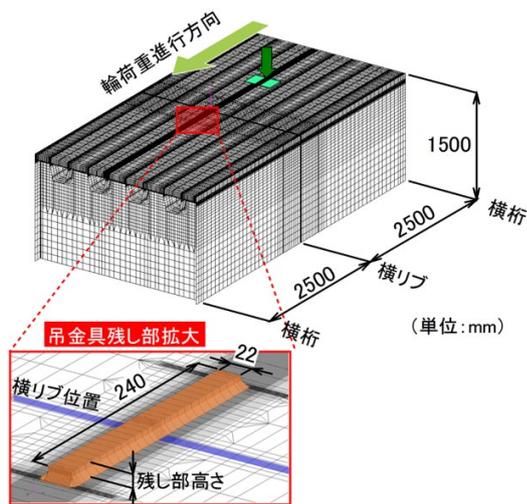


図-29 解析モデル

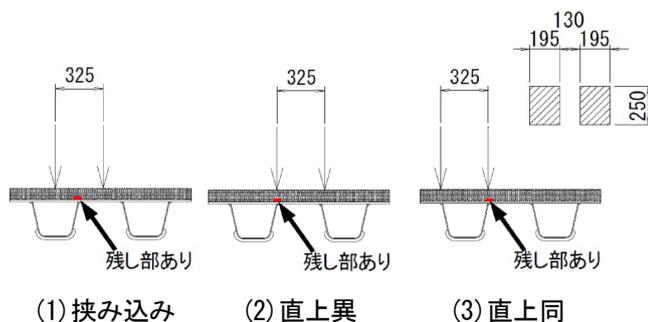


図-30 橋直方向載荷ケース

考慮した疲労照査も実施した。

そして、これらの疲労照査の結果の妥当性を検証するために、鋼床版部分供試体を用いた疲労試験を行った。なお、供試体は FEM 解析により設計を行い、供試体形状の妥当性を検証している。

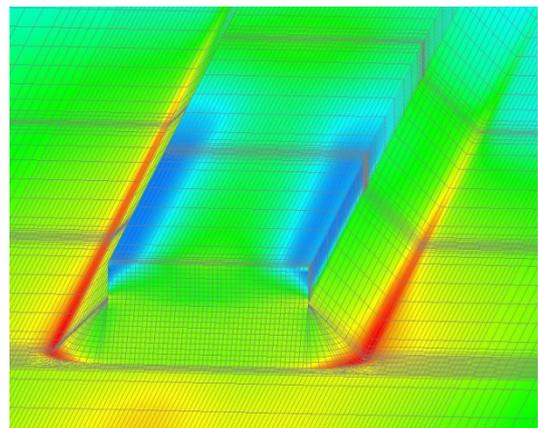
疲労試験は、既設橋梁を対象としたデッキの板厚が 12mm の D12 供試体と、新設橋梁を対象とした 16mm の D16 供試体の 2 体を製作し、実施した。

3. 3 応力性状の把握と疲労照査

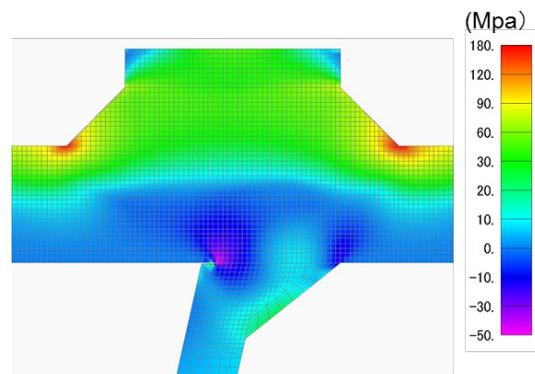
(1) FEM 解析モデル

鋼床版上の吊金具残し部近傍は、輪荷重の移動載荷によって複雑な応力状態になると考えられるため、実橋から部分的に抽出した鋼床版モデルを対象に FEM 解析を行った。解析モデルを図-29 に示す。実橋の U リブ 2 支間部分をモデル化したもので、横リブ間隔が 2,500mm、U リブ断面は 320mm×240mm×6mm である。吊金具残し部は、板厚 22mm、橋軸方向長さ 240mm とし、これを横リブと U リブ交差部に設けた。

着目する吊金具残し部近傍の溶接、鋼部材、および



(1) 鳥瞰図



(2) 断面図

図-31 FEM 解析結果の例

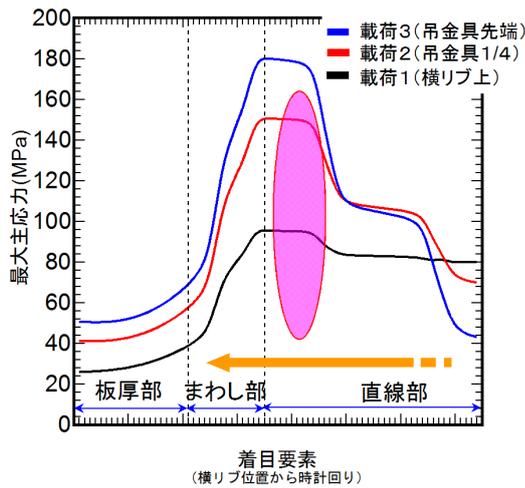
(D12 供試体、吊金具残し部高さ 10mm)

アスファルト舗装は全領域に渡ってソリッド要素、残りの部位はシェル要素でモデル化した。なお、着目部近傍の最小要素寸法は、0.5mm×0.5mm×0.5mm である。

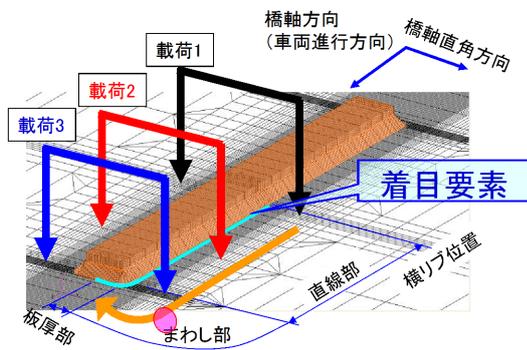
解析パラメータは、デッキ厚が 12mm と 16mm、吊金具残し部の高さを 2mm および 10mm とし、アスファルト舗装の剛性として夏期 ($E=500\text{N/mm}^2$ 、 $\nu=0.35$)、冬期 ($E=5,000\text{N/mm}^2$ 、 $\nu=0.35$)、春秋期 ($E=1,500\text{N/mm}^2$ 、 $\nu=0.35$) を想定した値を用いた。なお、鋼部材の剛性は $E=206,000\text{N/mm}^2$ 、 $\nu=0.3$ とした。

荷重の大きさはダブルタイヤで 100kN (50kN×2) とし、これを図-30 に示すように横断方向の位置として 3 パターン載荷し、この荷重を橋軸方向に移動載荷させることで、橋軸方向の影響線を得た。

なお、疲労照査の対象となる継手は、荷重非伝達型十字継手であり架設用吊金具の継手タイプの影響がないため完全溶け込み溶接として検討を行った。

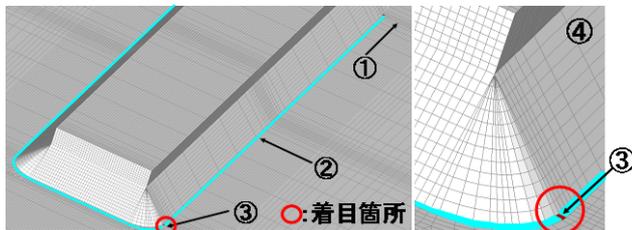


(1) 最大主応力分布



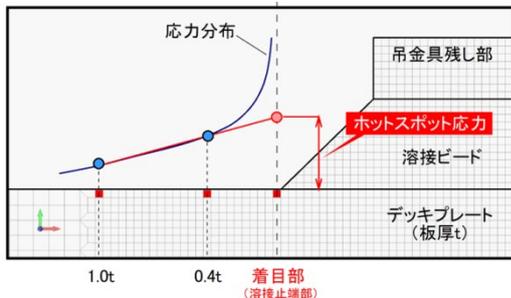
(2) 荷重載荷位置

図-32 吊金具残し部デッキ側止端部最大主応力分布



①:横リブ位置の要素 ②: デッキ側止端部の要素 (水色着色部)
③: 全解析ケースのうち最大主応力が最大となった ④:③近傍の拡大

(1) 疲労照査位置



(2) ホットスポット応力

図-33 疲労照査位置と応力

(2) FEM 解析結果

図-31 に D12 供試体の吊金具残し部高さ 10mm の FEM 解析結果を示す。これは、载荷した全ケースのうち、最大主応力の最大値が発生した結果であり、橋直方向载荷ケースは挟み込み载荷で、橋軸方向は荷重が吊金具残し部先端付近である横リブから 125mm 位置に载荷したケースである。吊金具まわし溶接部のデッキ側止端部に応力集中していることが分かる。したがって、き裂発生の可能性があるとすれば、このまわし溶接部と考えられる。

一方、デッキと U リブ溶接部における疲労き裂の起点となる溶接ルート部については、圧縮応力が卓越していることが分かる。

図-32 に吊金具残し部デッキ側止端部の最大主応力分布を示す。横リブ位置から吊金具残し部に沿って分布を求めると、载荷位置 1 から载荷位置 3 までのいずれにおいても、直線部とまわし部との境界部付近で最大主応力が大きくなることが分かる。また、その主応力方向を確認すると、ほぼ橋軸直角方向であることが分かった。

(3) 応力範囲の打ち切り限界を用いた疲労照査

疲労照査は、先の解析で最大主応力が最大となった図-33 中の③の位置における HSS を用いて行った。この HSS は、溶接ビードによる局所的な応力集中を含まず、構造的な応力集中を考慮した溶接止端位置の応力であり、IIW (国際溶接学会) 19)の手法に倣い、デッキの板厚を t として、溶接止端部から $0.4t$ および $1.0t$ の 2つの位置での応力から着目部である溶接止端部位置の応力を外挿して求めることとした。

照査に用いる応力範囲は、鋼床版のデッキでは面外の曲げ応力が卓越するため、HSS を膜応力成分と曲げ応力成分に分解し、曲げ応力成分については $4/5$ 倍したものを用いることとした。

継手は荷重非伝達十字継手とし、強度等級は溶接のままの止端仕上げしない場合は E 等級、止端仕上げを行う場合は D 等級とした。

表-5 に簡便な疲労照査結果を示す。なお、この応力範囲は、一番厳しい応力状態の夏期の舗装剛性を用いて算出した応力範囲である。

疲労照査の結果、既設橋梁を想定したデッキ厚

表-5 簡便な疲労照査

[夏季]

デッキ厚	吊金具高さ	打ち切り限界の応力範囲	
		E等級 62MPa	D等級 84MPa
12mm	10mm	100.3	
	2mm	90.9	
16mm	10mm	63.8	
	2mm	59.7	

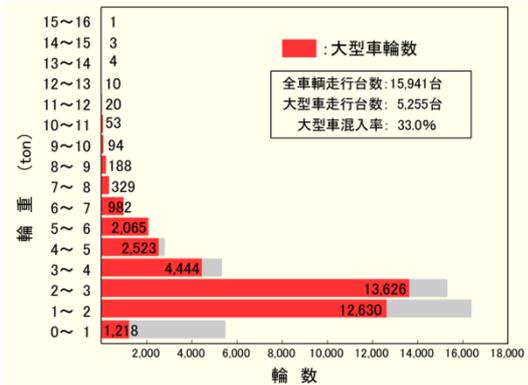


図-34 国道 357 号有明付近の軸重調査結果

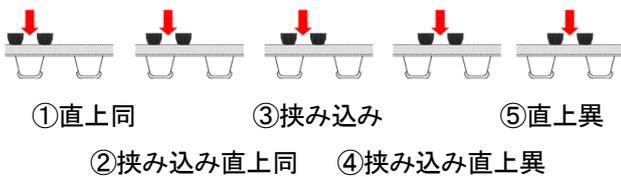


図-35 橋直方向載荷ケース

12mm のケースで、E 等級および D 等級のいずれも打ち切り限界以上の応力範囲となるため、NG となった。そこで、引き続き等価応力範囲を用いた疲労照査を実施することにした。

(4) 等価応力範囲を用いた疲労照査

等価応力範囲を用いた詳細な疲労照査では、まず、作用側となる輪重の設定を行う必要があるが、現状、疲労設計用の輪重がないので、今回は、旧建設省が実施した車両重量の実態調査のうち、昭和 59 年に計測された国道 357 号有明付近での調査結果を用いた。この地点の交通実態は、国内で最も厳しいものの一つとされており、1 日・1 車線当たりの全車両走行台数は 15,941 台、大型車走行台数は 5,255 台、大型車混入率は 33%である²⁰⁾。

詳細な疲労照査では、軽自動車と乗用車を除いた赤色の部分の大型車の輪重分布を用い、この度数分布から各階級の中央値を用いて等価輪重を求める。そして、

case	橋直方向 分担範囲(mm)	比率
(1)	~ -123.25	0.205
(2)	-123.25 ~ -42	0.185
(3)	-42 ~ +40.75	0.217
(4)	+40.75 ~ +122	0.185
(5)	+122 ~	0.208

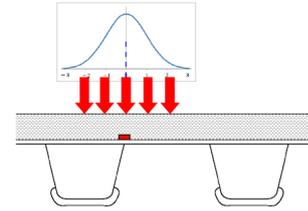


図-36 輪重走行位置のばらつき

この等価輪重に対する応力範囲を決定する。

応力範囲 $\Delta\sigma_e$ の算出方法を以下に示す。先ず、溶接継手の疲労被害の程度 \tilde{D} を求める。

$$\tilde{D} = \sum W_i \times N_i^m$$

W_i : 重量区分の中央値 (t)

N_i : 積載重量毎の輪重載荷回数

i : 図-34 の縦軸に示すいずれかの重量区分

m : 疲労設計曲線の傾きを表す係数=3

等価輪荷重 \tilde{W} は、 \tilde{D} を正規化して求める。

$$\tilde{W} = \sqrt[m]{\tilde{D}/N_T}$$

N_T : 大型車の輪重載荷回数

$$N_T = \sum_i N_i$$

等価輪荷重 \tilde{W} に対応する応力範囲 $\Delta\sigma_e$ を求める。

$$\Delta\sigma_e = \tilde{W}/100 \times \Delta\sigma$$

$\Delta\sigma$: 解析から得られた応力範囲

計算の結果、等価輪荷重 \tilde{W} は 31.8kN であった。

次に、輪荷重の横断方向の載荷分布について検討するため、吊金具残し部を跨ぐ③の挟み込み載荷を中心に、横断方向にばらついた 5 つの載荷状態を考え、それぞれの応力範囲を FEM 解析により求めた(図-35)。

これら 5 つの載荷条件は、吊金具残し部を中心に正規分布に従ったばらつきを持つと仮定し、正規分布の標準偏差は、既往の計測結果など²¹⁾を参考に 15cm とした。これより、①から⑤の横断方向載荷ケースで、それぞれどれだけの輪重が走行したかが分かる。例えば、最も厳しい③の挟み込み載荷は、約 21.7%になる

表-6 等価応力範囲を用いた疲労照査

(1) E 等級 (止端仕上げなし)

デッキ厚 (mm)	吊金具 残し部高さ (mm)	有明荷重による 疲労寿命 (年)	大型車許容台数 (台/車線・日)
12	2	22	1,157
	10	14	737
16	2	100<	6,734
	10	95	4,998

(2) D 等級 (止端仕上げあり)

デッキ厚 (mm)	吊金具 残し部高さ (mm)	有明荷重による 疲労寿命 (年)	大型車許容台数 (台/車線・日)
12	2	57	2,999
	10	38	1,999
16	2	100<	29,514
	10	100<	17,940

(図-36)。

また、①から⑤の横断方向載荷ケースで発生する応力は、季節によって変動する。そこで、先ほど示した大型車の全走行台数のうち、夏期と冬期が25%ずつ、春と秋で50%分担すると仮定し、疲労強度の計算に必要な載荷回数を計算した。

図-35 に示す載荷ケース毎の等価応力範囲 $\Delta\sigma_i$ を求める。

$$\Delta\sigma_i = \sqrt{\sum_j \Delta\sigma_{e_{ijk}}^m \times N_{ijk} / N_{ijT}}$$

$\Delta\sigma_{e_{ijk}}$: 季節毎の各輪重に対する応力範囲

N_{ijk} : 季節毎の輪重載荷回数

N_{ijT} : 載荷回数の合計

i : 載荷ケース

j : 季節

k : 各輪重区分

よって、車両が1回通過するときの等価応力範囲 $\Delta\sigma_T$ は以下の式で求まる。

$$\Delta\sigma_T = \sqrt{\sum_i \Delta\sigma_i^m \times N_i / N_T}$$

$\Delta\sigma_i$: 荷重ケース毎の等価応力範囲

N_i : 打ち切り限界を考慮した荷重の載荷回数

$$N_T = \sum_i N_i$$

表-6 に有明の交通実態調査から算出した等価応力範囲を用いた疲労寿命と、設計寿命100年を満足する

表-7 夏季の軸力成分、曲げ成分、および直応力範囲

(1) デッキ厚 12mm

case	$\Delta\sigma_N$ (MPa)		$\Delta\sigma_M$ (MPa)		$\Delta\sigma$ (MPa)	
	2mm	10mm	2mm	10mm	2mm	10mm
(1)	3.1	3.6	49.8	66.2	51.5	56.0
(2)	3.6	4.7	78.2	91.7	66.1	78.1
(3)	3.1	3.7	109.7	120.1	90.9	100.6
(4)	2.9	2.4	91.6	95.6	76.2	79.0
(5)	3.1	4.2	57.7	65.2	49.3	56.3

(2) デッキ厚 16mm

case	$\Delta\sigma_N$ (MPa)		$\Delta\sigma_M$ (MPa)		$\Delta\sigma$ (MPa)	
	2mm	10mm	2mm	10mm	2mm	10mm
(1)	0.8	0.7	38.4	41.2	31.5	33.6
(2)	1.0	1.3	51.6	57.7	42.3	47.5
(3)	0.1	0.2	74.4	79.4	59.7	63.8
(4)	0.1	-0.2	62.2	63.8	49.8	50.8
(5)	0.7	1.3	35.8	38.9	29.3	32.4

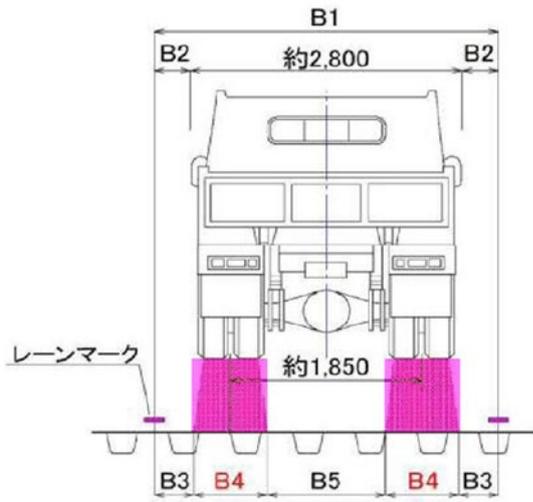
大型車の許容走行台数を示す。デッキ厚16mmの場合、1日・1車線当たりの大型車交通量が6,734台未満であれば吊金具残し部高さ2mmで止端仕上げなし、6,734台を超えると止端仕上げすることで疲労寿命100年を確保することができる。

一方、デッキ厚12mmの場合、1日・1車線当たりの大型車交通量が1,157台未満であれば、吊金具残し部高さを2mmで止端仕上げなし、1,157台以上2,999台以下であれば止端仕上げすることで疲労寿命100年を確保することができる。ただし、2,999台を超える場合は、完全撤去することが必要となる。

(4) 架設用吊金具の疲労対策

吊金具残し部に疲労上問題となるような応力が発生するのは、輪重位置と吊金具残し部が一致するようなケースであり、例えば、横断方向に両者が160mm程度ずれると、応力範囲が1/2程度に低下する(表-7)。応力範囲が1/2になるということは、疲労寿命が8倍に延びるということであり、輪重の横方向移動可能範囲から発生応力が1/2程度以下に低下する範囲を除いた範囲を輪重による疲労照査の必要範囲とする。吊金具残し部の疲労対策範囲を図-37に提案する。また、表-8に100年以上の疲労寿命を確保するための、大型車交通量と吊金具残し部の疲労対策の関係を整理した。

図中のB4以外の範囲に吊金具を設置するのであれば、輪重による疲労の影響はないため、舗装劣化の観点から吊金具残し部高さを5mm程度とし、止端仕上げは不要である。なお、桁作用応力での疲労照査は主桁と同様に実施する必要がある。また、B4の範囲に吊金具を設置する場合には、表-8に示す大型車交通量



	(mm)	主要幹線道路	幹線道路	補助幹線道路
車線幅	B1	3,500	3,250	3,000
車両横移動可能範囲	B2	350	225	100
疲労対策 不要	B3	315	315	315
疲労対策 必要	B4	1,020	770	520
疲労対策 不要	B5	830	1,080	1,330

図-37 吊金具残し部の疲労対策範囲

表-8 大型車交通量と吊金具残し部の疲労対策
(輪重による疲労照査結果)

(1) デッキ厚 12mm

大型車交通量(台/日/車線)	吊金具の処置
1,150台未満	残し部2mm程度残し、 止端仕上げなし
1,150台以上3,000台未満	残し部2mm程度残し、 デッキ側止端仕上げあり
3,000台以上	完全撤去

(2) デッキ厚 16mm

大型車交通量(台/日/車線)	吊金具の処置
6,700台未満	残し部2mm程度残し、 止端仕上げなし
6,700台以上29,500未満	残し部2mm程度残し、 デッキ側止端仕上げあり
29,500台以上	完全撤去

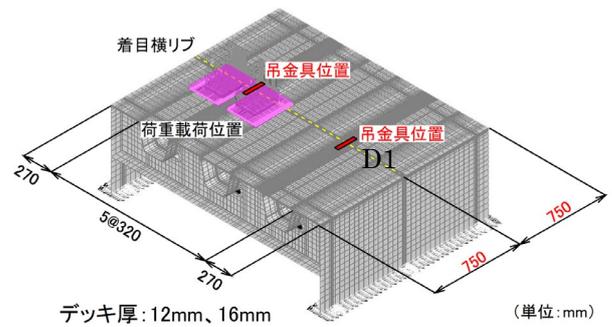
に応じた処置を行えば、100年以上の疲労寿命が確保できる。

3. 4 疲労試験

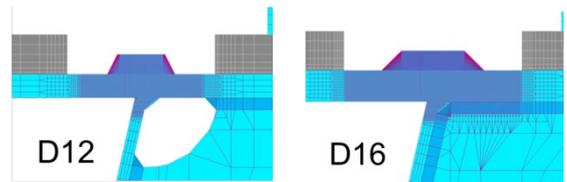
(1) 供試体の検討

前述した FEM 解析および疲労照査の妥当性を検証するために、鋼床版部分供試体を用いた疲労試験を行った。図-38 に供試体形状を示す。

供試体の設計は FEM 解析により行い、供試体の小



(1) 供試体形状



(2) 吊金具残し部

図-38 供試体形状

型化を図った。具体的には、U リブは 3 本配置とし、横リブ間隔を一般的な寸法である 2,500mm から 750mm に短縮した。その他の鋼床版諸元は、実橋モデルと同じである。

デッキ厚は 12mm (D12 供試体) と 16mm (D16 供試体) の 2 種類を製作し、D12 供試体は、既設橋梁を想定しているため、U リブと横リブ交差部の上側にスカラップを設けた。吊金具残し部は 3 本ある U リブの内、外側の 2 本の U リブと中間横リブ交差部に設置し、吊金具残し部の高さはいずれも 10mm である。溶接の脚長は、供試体製作後に印象材により溶接部の型取りをして実寸を計測し、モデル化に反映した。

なお、縦リブ支間が一般的な実構造とは異なるが、このことによる吊金具残し部周辺の応力状態に大きな差が見られないことを別途 FEM 解析を実施して確認した。

(2) 静的載荷試験

D12 供試体の外観を図-39 に示す。

荷重はサーボ式油圧ジャッキを用いて、載荷ブロックおよび載荷板、厚さ 20mm のゴム板を介して鋼床版に載荷した。

疲労試験に先だって静的載荷試験を行い、その結果を FEM 解析結果と比較した。

横リブ交差部にダブルタイヤあるいはシングルタイヤを載荷した際の、デッキ下面における橋直方向ひ



(1) 供試体外観



(2) 載荷板・載荷ブロック

図-39 D12 供試体

ずみの比較を図-40 に示す。

載荷荷重はダブルタイヤが 40kN、シングルタイヤが 20kN である、FEM 解析結果と静的載荷試験結果はよく一致しており、U リブ溶接近傍のひずみは、吊金具がない側に比べて、吊金具のある側の応力が低減されていることが分かる。

横リブ交差部から 125mm 離れた位置にダブルタイヤを載荷した際の、吊金具残し部デッキ側止端部近傍のひずみ分布の比較を図-41 に示す。

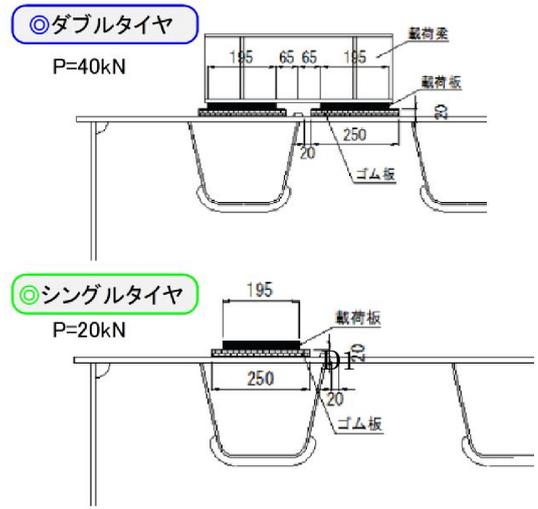
D16 供試体では、解析値と実験値はよく一致しているが、D12 供試体では、解析値と実験値に差が見られる。これは、溶接ビードの形状の乱れなどが原因と考えられる。ただし、ひずみ分布の傾向は解析値と類似しており、D16 供試体と比較的して、比較的高いひずみが発生していることが分かる。

(3) 疲労試験

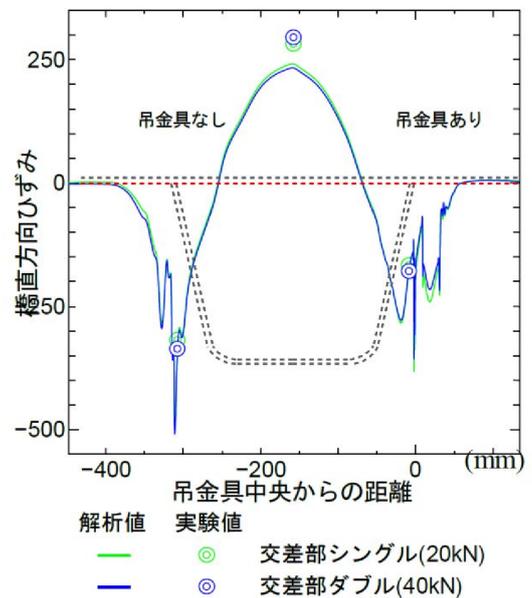
図-42 に疲労試験の状況を、図-43 に載荷要領を D12 供試体を例として示す。

疲労試験の荷重はダブルタイヤモデルとし、荷重範囲は 80kN を基本として試験状況によって 1.5 倍の 120kN に増加した。

荷重載荷位置は吊金具残し部の応力状態が最も厳



(1) 載荷状態



(2) デッキ下面のひずみ分布の比較

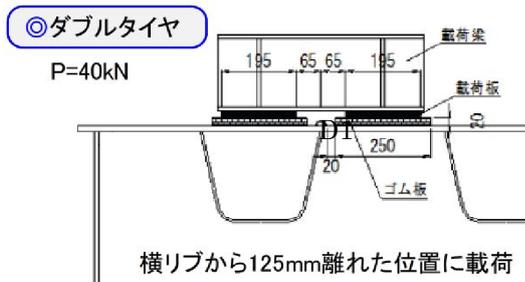
図-40 橋直方向ひずみの比較

しくなるよう、横リブから 125mm 離れた吊金具まわり溶接部付近をダブルタイヤが跨ぐ位置（挟み込み載荷）とした。

疲労試験中は、着目部である吊金具残し部のまわり溶接部近傍のひずみに加え、横リブ交差部における U リブ溶接部近傍のひずみ、デッキ下面中央のひずみをモニタリングした。

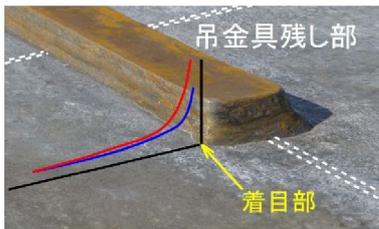
D12 供試体の止端仕上げなしの疲労試験結果を図-44 に示す。

応力範囲 80kN で 300 万回の載荷を行ったが、着目部には大きなひずみの変動は見られず、磁粉探傷試験でも指示模様は検出されなかった。そこで、応力範囲を 1.5 倍の 120kN とし、さらに載荷を継続したとこ

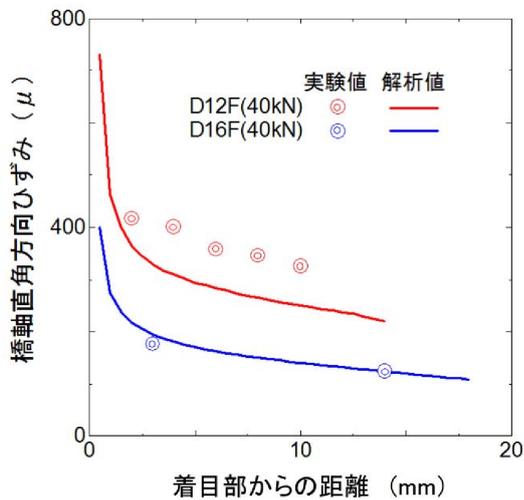


横リブから125mm離れた位置に載荷

(1) 載荷状態



(2) ひずみ分布のイメージ



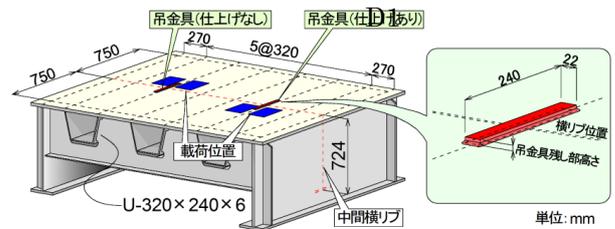
(3) ひずみ分布の比較

図-41 吊金具残し部デッキ側止端部の比較



図-42 疲労試験の状況

ろ、累計 340 万回で着目部のひずみが大きく低下し、



$\Delta P=80\text{kN}$ 、 120kN
(疲労試験時)

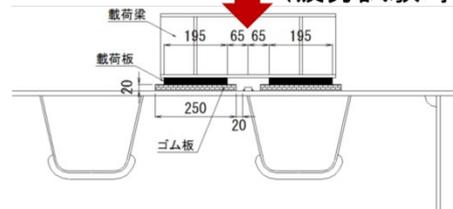


図-43 載荷要領の例 (D12 供試体)

累計 360 万回ではほぼ一定となった。疲労き裂の発生が疑われたため、磁粉探傷試験を実施したところ、まわし溶接部にき裂が確認された。

D12 供試体の止端仕上げありの疲労試験結果を図-45 に示す。

止端仕上げは、まわし溶接部を含む橋軸方向 50mm の範囲とした。応力範囲は当初より 120kN で載荷し、120 万回の載荷を終了して磁粉探傷試験を実施したところ、き裂が確認された。

その後さらに 180 万回まで載荷を行ったところ、着目部のまわし溶接部のひずみが低下し始めたため、累計 200 万回まで載荷し試験を終了した。

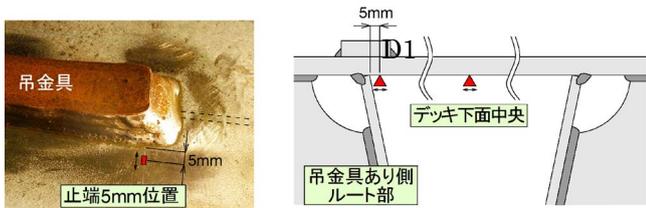
き裂は止端仕上げした範囲まで伸びており、止端仕上げを行っていない箇所から発生、進展したものと考えられる。

疲労損傷度による比較を行うと、止端仕上げを行った場合は、溶接のままに比べて 2 倍以上のき裂の発生に対する疲労寿命があることが確認された。

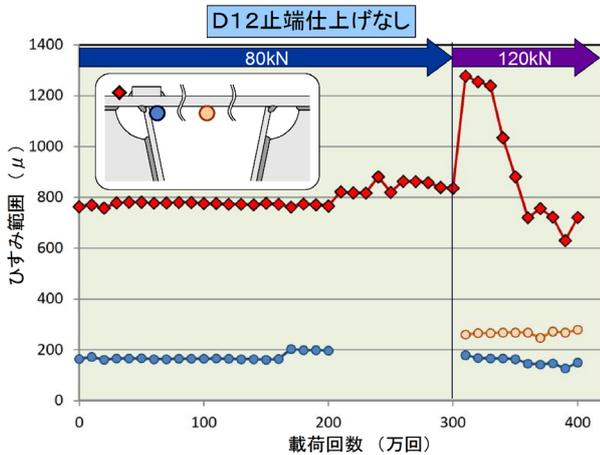
新設橋梁を想定した D16 供試体の止端仕上げなしの疲労試験結果を図-46 に示す。

応力範囲は、当初より応力範囲 120kN で載荷した。着目部を見ると、D12 供試体と比べてデッキの増厚によりひずみ範囲が 2/3 程度に低減していることが分かる。疲労試験は、200 万回まで載荷したが、着目部にひずみの変動は見られなかった。また、試験終了後に磁粉探傷試験を行ったが、き裂は確認されなかった。

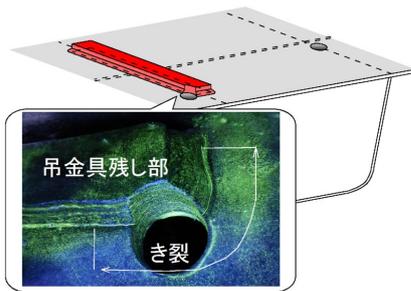
D12 供試体および D16 供試体の疲労試験結果を



(1) ゲージ貼付位置



(2) ひずみ計測結果



(3) 疲労き裂

図-44 D12 供試体止端仕上げなしの疲労試験結果

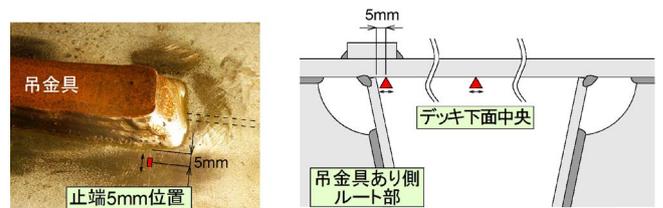
S-N 線にプロットしたものを図-47 に示す。

いずれの試験結果も、HSS 範囲で照査を行う場合の荷重非伝達十字継手の E 等級以上あることが分かる。デッキを従来の 12mm から 16mm とした場合、疲労寿命の延伸が期待でき、HSS の比率から疲労寿命を求めた場合、約 6.0 倍以上の寿命が期待できる。

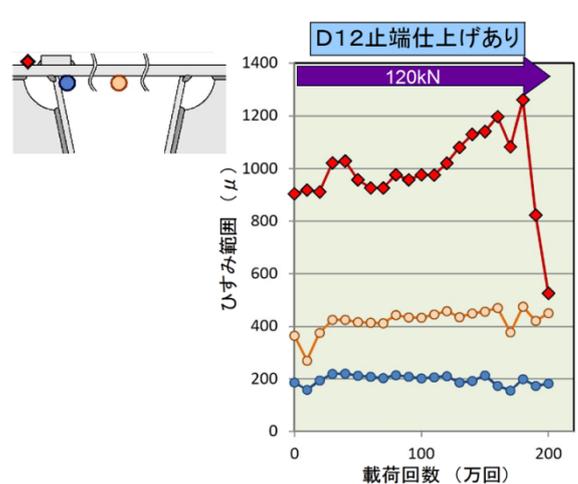
3. 5 まとめ

検討結果を以下にまとめる。

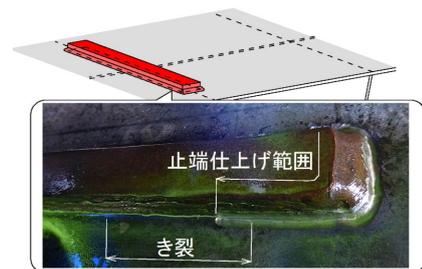
- (1) 鋼床版上の吊金具残し部では、ダブルタイヤの挟み込み荷重となる時にまわし溶接部で最も高い応力が発生するが、荷重位置が横断方向に 160mm 程度ずれると、発生応力は 1/2 程度に低下し、影響範囲が狭いことが分かった。
- (2) 国道 357 号有明付近の車両重量実態調査結果



(1) ゲージ貼付位置



(2) ひずみ計測結果



(3) 疲労き裂

図-45 D12 供試体止端仕上げありの疲労試験結果

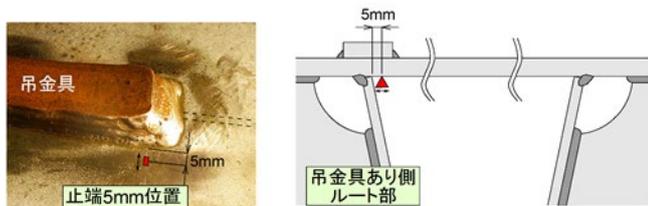
から等価応力範囲を求め、吊金具残し部の疲労照査を実施した。その結果より、大型車交通量と吊金具残し部の疲労寿命の関係を明らかにした。

- (3) 輪重による疲労照査が必要な範囲を示し、当該範囲の大型車交通量と吊金具残し部の疲労対策を提案した。

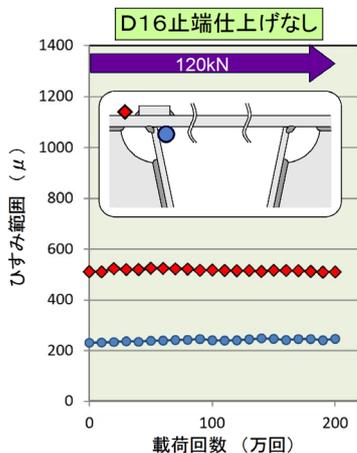
4. おわりに

以上、鋼床版の垂直補剛材上端部と架設用吊金具残し部の疲労対策について報告した。

垂直補剛材上端部は、上端を 35mm カットとすることにより、局部応力を 1/3 から 1/2 程度に低減でき



(1) ゲージ貼付位置



(2) ひずみ計測結果

図-46 D16 供試体止端仕上げなしの疲労試験結果

るとともに、ギャップ量 35mm がウェブの曲げ耐荷力とせん断耐荷力に与える影響は僅少であることを FEM 解析により明らかにした。今後、疲労試験により耐久性の向上効果を確認する予定である。また、鋼床版橋における足場用吊金具の設置方法を提案した。

架設用吊金具残し部は、国道 357 号有明付近の車両重量実態調査結果から等価応力範囲を求め、吊金具残し部の疲労照査を実施して、大型車交通量と吊金具残し部の疲労寿命の関係を明らかにした。さらに、輪重による疲労照査が必要な範囲を示し、当該範囲の大型車交通量と吊金具残し部の疲労対策を提案した。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3
- 2) 例えば，土木学会：鋼床版の疲労 2010 年改訂版，2010.12
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，2012.3
- 4) 三木千壽：橋梁の疲労と破壊-事例から学ぶ，朝倉書店，2011.10
- 5) 山本泰幹，斉藤亮，川畑篤敬，横山薫，矢ヶ部彰，江崎正浩：鋼床版デッキプレートと垂直補剛材溶接部の改良ディテールの腹板補剛機能の検討，土木学会第60回年次学術講演会講演概要集，pp.329-330，2005.9
- 6) 齊藤史朗，松下裕明，奥村学，村越潤，佐藤歩，原田英明：鋼床版

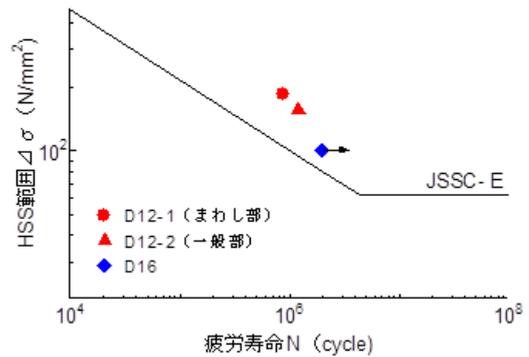


図-47 S-N 線図に基づいた疲労寿命の比較

垂直補剛材上端部のギャップ量が補剛機能に与える影響，土木学会第 71 回年次学術講演会講演概要集，pp.投稿中，2016.9

- 7) 奈良敏，出口恭司，福本ゆう士：純せん断応力を受ける鋼板の極限強度特性に関する研究，土木学会論文集，第 392 号/I-9，pp. 265-271，1988.4
- 8) 奈良敏，出口恭司，福本秀司：純せん断応力を受ける鋼板の極限強度特性に関する研究，土木学会論文集，第 392 号，pp.265-271，1988.4
- 9) 藤井基史，内田大介，井口進，山内誉史，川畑篤敬，貝沼重信：吊金具の取付け精度が鋼床版のデッキプレートと U リブの溶接部の応力性状に及ぼす影響に関する解析的検討，土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集，pp.239-240，2011.9
- 10) 山内誉史，内田大介，藤井基史，井口進，平山繁幸，川畑篤敬，貝沼重信，平井大雅：鋼床版橋梁のデッキプレートにある架設用吊金具残し部の溶接止端部の応力性状に関する解析的検討，土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集，pp.585-586，2012.9
- 11) 平井大雅，貝沼重信，山内誉史，内田大介，井口進，平山繁幸，川畑篤敬，藤井基史：鋼床版デッキプレートと U リブの溶接ルート部近傍の応力性状に対する架設用吊り金具残し部の影響，土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集，pp.587-588，2012.9
- 12) 平井大雅，貝沼重信，山内誉史，内田大介，藤井基史，井口進，平山繁幸，川畑篤敬：架設用吊金具残し部の疲労試験体の FEM 解析と静的载荷試験，土木学会第 68 回年次学術講演会講演概要集，pp.1153-1154，2013.9
- 13) 山内誉史，井口進，川畑篤敬，貝沼重信：鋼床版デッキプレートにある架設用吊金具残し部の疲労試験，土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集，pp.941-942，2014.9
- 14) 平井大雅，貝沼重信，山内誉史，内田大介，井口進，平山繁幸，川畑篤敬：鋼床版橋梁の架設用吊金具残し部が疲労損傷に及ぼす影響に関する解析的検討，土木学会西部支部第 56 回研究発表会講演概要集，pp.127-128，2012.3

- 15) 平井大雅, 貝沼重信, 山内誉史, 内田大介, 藤井基史, 井口進, 平山繁幸, 川畑篤敬: 鋼床版橋梁の架設用吊金具残し部における疲労き裂再現試験体の検討, 土木学会西部支部第57回研究発表会第3編演概要集, pp.113-114, 2013.3
- 16) 藤井基史, 内田大介, 山内誉史, 井口進, 貝沼重信: 吊金具取付け精度が鋼床版 U リブ溶接部の応力性状に及ぼす影響, 鋼構造年次論文報告集, 第19巻, pp.69-76, 2011.11
- 17) 藤井基史, 山内誉史, 内田大介, 平井大雅, 貝沼重信: 鋼床版上面の架設用吊金具残し部の疲労強度に関する解析的検討, 鋼構造年次論文報告集, 第20巻, pp.557-564, 2012.11
- 18) 鋼床版の仮設材の処理について, 首都高速道路株式会社事務連絡, 2004.10
- 19) Niemi,E. : IIS/IIW-1221-93,The International Institute of Welding,1995.
- 20) 限界状態設計法における設計活荷重に関する検討, 土木研究所資料第2539号, 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室, 1988.1
- 21) 例えば, 高田佳彦, 木代謙, 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, 第55A巻, pp.1456-1467, 2009.3