

鋼床版構造の合理化に関する検討・実験

A Study and Loading Tests of Rational Orthotropic Steel Decks

小笠原 照夫 *, 勝俣 盛 **, 町田 文孝 ***, 川瀬 篤志 ****, 溝江 慶久 ****

Teruo OGASAWARA, Mori KATSUMATA, Fumitaka MACHIDA, Atsushi KAWASE and Yoshihisa MIZOE

- * 川田工業株式会社 技術開発本部 技術研究室, 係長 (〒114-8562 東京都北区滝野川 1-3-11)
 ** 川田工業株式会社 技術開発本部 技術研究室, 主任 (〒114-8562 東京都北区滝野川 1-3-11)
 *** 川田工業株式会社 技術開発本部 技術研究室, 主幹 (〒114-8562 東京都北区滝野川 1-3-11)
 **** 工修 川田工業株式会社 技術開発本部 技術研究室 (〒114-8562 東京都北区滝野川 1-3-11)

In recent years, rational orthotropic steel decks in order to reduce the fabrication costs and excellent durability have been proposed. These rational orthotropic steel decks were composed of the thickened deck plates, the enlarged trapezoidal rib size, and diaphragms at 5m interval by removing the floorbeams. Various structural behaviors of the rational orthotropic steel decks were not made clear. Then, it was made clear the structural behaviors of rational orthotropic steel decks, and the localized stress properties of longitudinal weld between the deck plate and trapezoidal rib and cope holes at trapezoidal ribs and diaphragms placed for field butt welding of steel deck plates, owing to the static loading tests used the full-scale specimen of rational orthotropic steel decks.

Key words: orthotropic steel deck, rationalized design, static loading tests, local stress, welds of rib, cope hole

1. はじめに

近年の社会情勢の動向は、公共工事に対して財政面への要請が強くなり、その評価方法も経済性指標がインシャルコストミニマムからライフサイクルコストミニマムへと変化している。このような中、ライフサイクルコストミニマムに向けた技術開発が様々な形で行われている。

鋼橋のライフサイクルを考えると、従来形式では RC 床版の耐久性向上が必要となり、PC 床版の採用が検討され実橋に供している。また、鋼・コンクリート合成床版も改良が加えられ幾つかの形式が実橋に供されている。しかし、鋼床版に関する合理化の検討はあまり進んでいないのが現状である。

その理由に、鋼床版構造が疲労や舗装の耐久性に劣るといわれているが、未だその原因や対策が十分に究明されていないことがあり、当然その照査方法も研究途上であることが挙げられる。

鋼床版は軽量でプレファブ化された床版であるため、長支間化や急速施工を必要とする工事にはならない床版形式である。

筆者らは、経済性を追求しつつ耐久性も向上させることを合理化と定義し、鋼床版構造の合理化に関する研究を行っている。

本文では、はじめに現在考えている鋼床版構造(以下、合理化鋼床版構造という)の開発経緯と概要を報告し、その後実

物大試験体を用いた載荷試験を実施しているのでその結果を報告する。

2. 合理化鋼床版構造の概要

2.1 省力化

鋼橋の経済設計が、鋼重(資材量)ミニマムから材片数や溶接延長を減らして製作工数を低減する労働量ミニマムへと変化していることは周知の通りである。

鋼床版構造は、デッキプレートを多くの縦リブや横リブで補剛した床構造であり、省力化の方針は多少デッキプレートを増厚しても縦リブや横リブを減らすことである。しかし、単に縦リブを減らして縦リブ間隔を広げたのでは、デッキプレートの増厚により鋼重が著しく増加してしまうとともに、製作が最も煩わしいUリブと交差する横リブ等の横組部材数が減らないために、実質的な製作工数をあまり低減できないと考えられる。しかしながら、横リブを減らすために横リブ間隔を広げることは、現行の基準類に特に制約はなく、横リブ間隔を広げて横リブを減らすことが省力化に繋がるものと考えている。

2.2 耐久性

鋼床版は、疲労被害を被りやすく舗装の耐久性に劣るともいわれており、幾つかの損傷事例が報告されている。^{1), 2)} またその原因や対策についても研究が行われているところである。

ここでは合理化鋼床版構造の全体のプロポーションを決め

る上で、耐久性に配慮した概要を以下に記す。

- ① 最近の研究では、横リブスリット回りの疲労損傷は変位誘起による疲労との報告がある。³⁾これは縦リブの鉛直たわみによる、横リブ位置での縦リブの回転変形にともなう横リブウェブの面外曲げが大きな原因の一つと考えられる。今回横リブ間隔を広げることにより省力化を図ろうとしていることから、この変位誘起挙動が大きくなると考えられる。したがって、縦リブを大型化して剛性を上げることによりこの変位誘起挙動を小さくする。
- ② 横リブは床組作用力により設計されており、計算上主桁作用力は負担していない。実際には大きな主桁作用力が生じることもあり、横リブに疲労損傷が多く生じている一因とも考えられる。よって、横リブを廃止して横桁構造とする。
- ③ その他の部位に関しては、厚板化や構造詳細の改良により疲労耐久性の向上を図る。詳細は後述する。
- ④ 鋼床版舗装の特徴的な損傷として、縦リブや主桁ウェブ上のひび割れとわだち掘れがある。前者に関しては文献 2),4)で曲率半径を 20m 以上(舗装のスチフネス $2 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ 、合成板)とするのが望ましいとされており、曲率になるべく大きくなるように配慮する。また後者に関しては、基層に用いるグースアスファルトの動的安定度(DS)が低く、耐流動性に劣ることが大きな原因の1つと考えられる。最近ではグースアスファルトも改良され耐流動性に優れたものも開発されているが、デッキプレート上面に突起物を出さないようにして他の舗装材の採用も検討できる鋼床版構造とする。また、突起物をなくすことにより舗装の耐久性も向上する。

2. 3 断面の設定

(1) 縦リブ断面

縦リブは材片数や溶接延長を低減できるUリブを用いることとし、現状の設備にて無理なく製作が可能な形状とする。具体的には、内側の板曲げ半径を $R=40\text{mm}$ 、形状も逆台形としウェブの勾配を 1:4.5 とする。文献 4)では、鋼床版に用いるUリブの冷間曲げ加工による内側曲げ半径は板厚の5倍以上と規定されているため、Uリブの板厚は 8mm とする。

一般的な鋼床版箱桁橋では、鋼床版に作用する圧縮応力度は小さく、今回デッキプレートを厚板化するためさらに小さくなる。鋼床版が圧縮フランジとなる部分では、鋼床版構造が SM400 材で構成されることが考えられるが、多少余裕をみて SM490Y 材にてUリブの局部座屈の検討を行い断面形状を決定する。

局部座屈の検討は文献 5)により行うこととする。この文献では、Uリブのウェブはデッキプレート側で固定、下フランジ側で単純支持の無限板とし、また下フランジは2辺単純支持の無限板として計算している。これによると純圧縮状態でのUリブウェブの最大板幅は

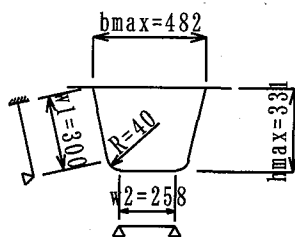


図-1 Uリブの断面検討

$w1=300\text{mm}$ となり、最大Uリブ高は $h_{\text{max}}=331\text{mm}$ となる。またUリブ下フランジの最大板幅は $w2=258\text{mm}$ となりデッキプレート側の最大Uリブ幅は $b_{\text{max}}=482\text{mm}$ となる(図-1)。

ここで、Uリブ幅は文献 6)の最小デッキプレート厚の式 $td=0.035xb$ を用い、デッキプレート厚 16mm を前提に決めている ($b_{\text{max}}=16/0.035=457\text{mm}$)。よって、Uリブ断面を $450 \times 330 \times 8-40$ とする。

Uリブとデッキプレートからなる梁の断面性能とデッキプレート厚の関係は、文献 7)にて報告しており詳細については省略するが、デッキプレートを増厚しても断面性能はあまり改善されないが、Uリブ断面を大型化することにより断面性能を大幅に改善できることがわかっている。

(2) デッキプレート厚

舗装割れをなくすためにデッキプレートを増厚することは非常に有効な方法であると考えている。⁸⁾

現行の道示⁴⁾によると、最小デッキプレート厚は $td=0.037xb=0.037 \times 450=16.7\text{mm} \rightarrow 17\text{mm}$ となる。しかし、従来の鋼床版に舗装割れが発生しやすいともいわれており、それを改善するためにデッキプレート厚を 19mm とする。また、この板厚はマーケットサイズであり入手しやすいことから工期短縮に繋がると考えている。

(3) 横リブの廃止と横桁間隔

前述したように、省力化と耐久性の向上から横リブを廃止して横桁構造とする。

支間 80m以上の連続桁では、輸送から主桁のブロック長が 10m程度になると考えられる。また、この 10m程度の箱桁を製作するためには、形状保持から最低2ヶ所のダイアフラムが必要となるため、横桁間隔を 5.0m とする。

(4) 横桁断面

横桁断面力は主桁間隔や斜角の有無、主桁が曲線であるなど構造諸元により著しく異なるため、一概に横桁断面形状を決めることは出来ないが、基本的な考え方として桁高は水平継手と補剛材が省略出来る高さとしウェブを厚くする。

2. 4 構造特性

以上のように断面を設定した鋼床版構造の特性をFSM解析を用いて検討した。検討はUリブの応力度とたわみに着目し、横リブ(横桁)間隔と主桁間隔の影響を従来の鋼床版構造と比較する形でやっている。解析には、鋼床版の設計計算に使用されている「鋼床版の自動設計、JSP-3」(日本電子計算株式会社)を用いた。

解析モデルは、橋軸方向に横リブ(横桁)間隔 5 パネル、幅員方向は主桁位置で単純支持としており、橋軸方向中央のパネルに着目して解析を行っている。鋼床版の諸元を図-2 に、解析諸元を表-1 に示す。また、荷重は 10tf を $200 \times 500\text{mm}$ の面に等分布荷重として横リブ(横桁)間中央で主桁間中央のUリブ上 1 ヲ所に載荷している。

図-3, 4 中の(隣)は、荷重を載荷したUリブの隣のUリブを示す。また、たわみは横リブ(横桁)のたわみを差し引いた値である。

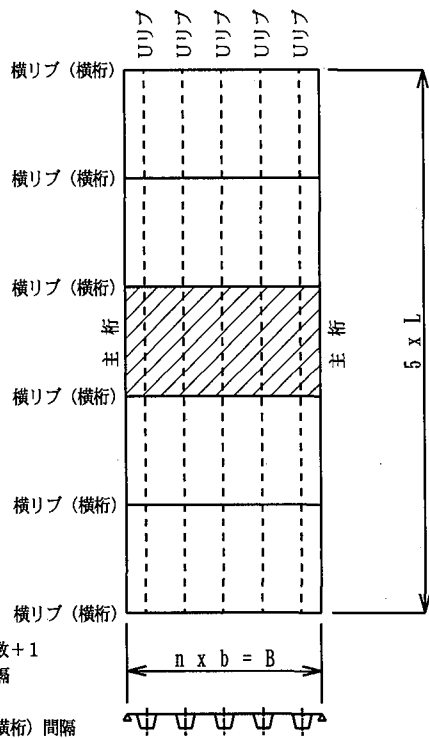


図-2 鋼床版の諸元

表-1 解析諸元

	従来構造 (U320)	合理化構造 (U450)
デッキプレート厚	12 mm	19 mm
Uリブ断面	320x240x6-40	450x330x8-40
Uリブ間隔	640 mm	900 mm
主桁間隔 (Uリブ本数)	2.0, 4.56, 7.12m (3), (7), (11)	1.8, 4.5, 7.2m (2), (5), (8)
横リブ (横桁) 間隔	2.0, 2.5, 3.0m	4.0, 5.0, 6.0m
横リブ (横桁) 断面	Web 600x 9 Flg 250x12	Web 1500x10 Flg 300x14

注) 主桁間隔の影響に着目したときの横リブ (横桁) 間隔は U320 が 2.5m, U450 が 5.0m であり, 横リブ (横桁) 間隔の影響に着目したときの主桁間隔は U320 が 4.56m, U450 が 4.5m である。

(1) 主桁間隔の影響

図-3 に主桁間隔とUリブ下端の応力度, たわみの関係を示す。このグラフより主桁間隔が広がることによりUリブ応力度, たわみ共に増加するが, その増加量が比較的小さいことがわかる。U450 では, 主桁間隔が広がることにより応力度, たわみ共さらに増加量が少なくなっている。

(2) 横リブ (横桁) 間隔の影響

図-4 に横リブ (横桁) 間隔とUリブ下端の応力度, たわみの関係を示す。このグラフより横リブ (横桁) 間隔が広がることによりUリブ応力度やたわみが増加しており, 主桁間隔に比べて影響の大きいことがわかる。ただし, U450 の応力度の変化は比較的小さい。

U450 (横桁間隔 5.0m) と U320 (横リブ間隔 2.5m) を比較すると, U450 が応力度では 6 割程度に小さくなっているが, たわみでは約 1.35 倍に増えている。しかし, これはUリブ支間が 2 倍になっていることを考えるとその増加量は少ないといえる。

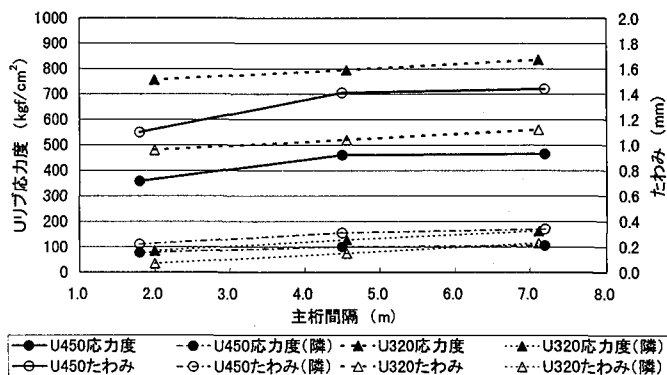


図-3 主桁間隔の違い

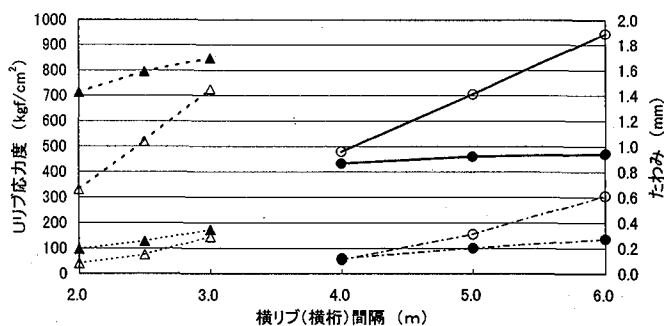
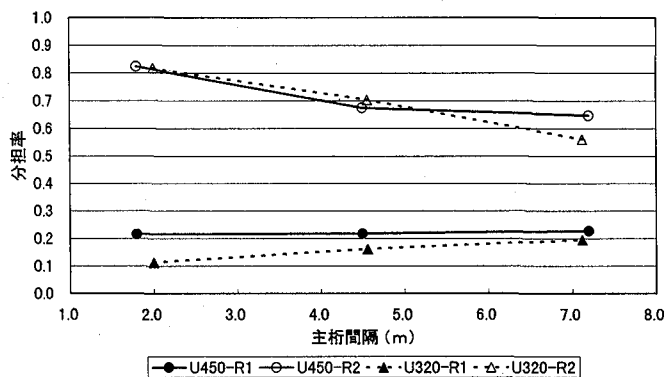
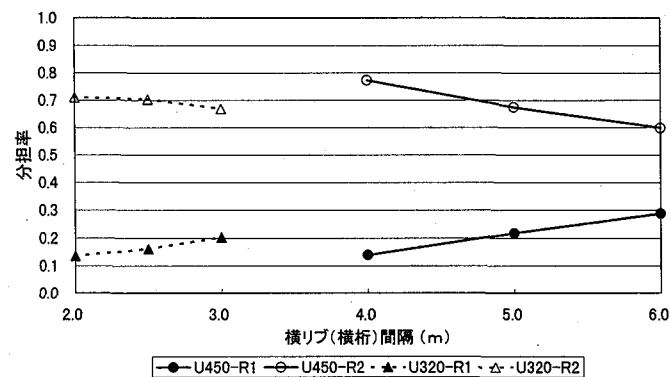


図-4 横リブ (横桁) 間隔の違い

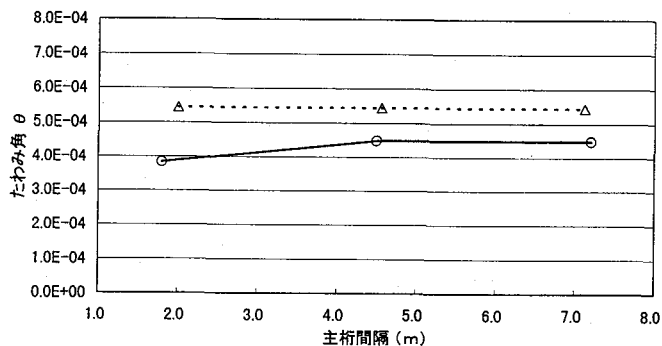


(a) 主桁間隔の違い

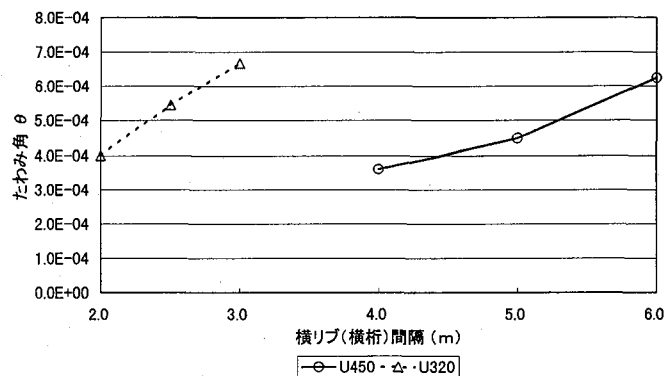


(b) 横リブ (横桁) 間隔の違い

図-5 幅員方向の荷重分配



(a) 主桁間隔の違い



(b) 横リブ(横桁)間隔の違い

図-6 たわみ角

(3) 幅員方向の荷重分配

幅員方向の荷重分配を調べるために、以下のように曲げモーメントの分担率を整理した。

$$R1=M'/M, \quad R2=M/\Sigma M$$

ここで、M: 荷重の載荷されたUリブの曲げモーメント

M': その隣のUリブの曲げモーメント

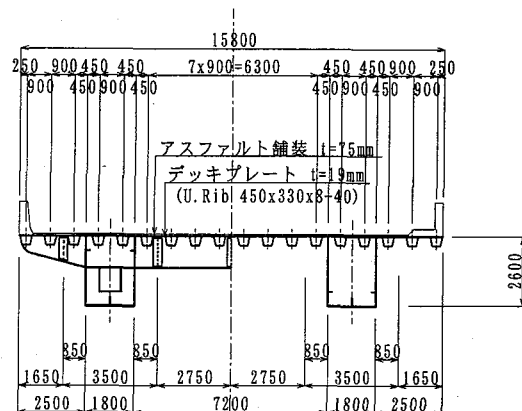
ΣM: 全Uリブの曲げモーメントの和

図-5(a)に主桁間隔の違いを、(b)に横リブ(横桁)間隔の違いを示す。

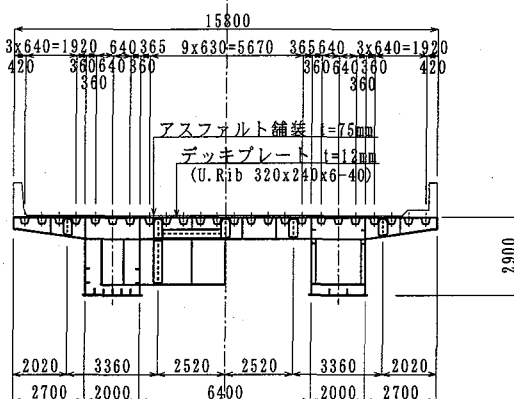
図-5(a)から、隣のUリブとの分担率(R1)に着目すると、U450は主桁間隔に影響なく0.2程度の値を示す。U320は主桁間隔が広がると増加しているが、U450の方が隣のUリブの分担率は大きい。また全Uリブに対する比率(R2)に着目すると、主桁間隔が広がることにより分担率が小さく、すなわち荷重分配の大きくなっていることがわかる。U450は主桁間隔が広がると荷重分配の変化が小さくなる傾向を示している。これはUリブの剛性が大きいことから、幅員方向の影響範囲が主桁間隔に比べて狭くなるためと考えられる。しかし、今回計算した一般的に使用される主桁間隔の範囲では、U320とU450に有意な差は認められない。

図-5(b)から、横リブ(横桁)間隔が広がることにより隣のUリブへの荷重分配が増え、また全Uリブに対しても荷重分配の増えていることがわかる。

以上より、現在考えている合理化鋼床版構造の横桁間隔5.0mは、従来構造に近い荷重分配を示すことがわかった。



(a) 合理化鋼床版構造



(b) 従来型鋼床版構造

図-7 断面図

(4) Uリブのたわみ角

図-6(a)に主桁間隔の違いを、(b)に横リブ(横桁)間隔の違いを示す。

たわみ角は横リブ(横桁)間 1/8 点載荷時のその位置のたわみ(δ)から以下の式により簡易的に求めている。着目したUリブは主桁間中央のUリブである。

$$\theta = \delta / (L/8)$$

ここで、L: 横リブ(横桁)間隔

図-6(a)から、主桁間隔が広がってもUリブのたわみ角はあまり変化しないことがわかる。

図-6(b)から、横リブ(横桁)間隔が広がることにより、Uリブのたわみ角が大きくなることがわかる。また、従来構造と比較して合理化構造は、横リブ(横桁)間隔が2倍になってもたわみ角が小さいことがわかる。

以上より、現在考えている合理化鋼床版構造の横桁間隔5.0mは、従来構造と比較してたわみ角が同程度以下になることがわかった。

2.5 経済性

次に試設計を行い、鋼重および材片数、溶接延長を算出した。

試設計した断面を図-7に示す。合理化鋼床版構造、従来型鋼床版構造ともに支間80mの5径間連続鋼床版箱桁橋(直

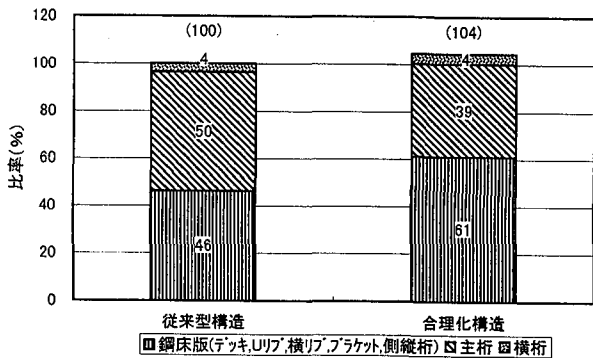


図-8 鋼重の比較

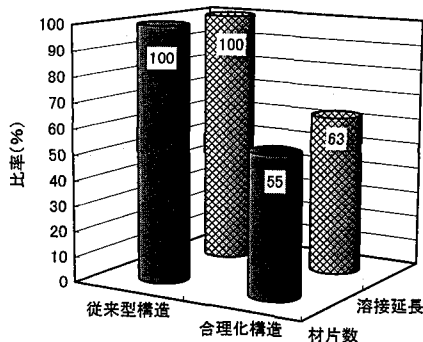


図-9 材片数と溶接延長の比較

橋)である。

鋼重および材片数、溶接延長の試算結果を図-8、9 に示す。図中の数値は、従来型鋼床版構造の全体を 100 とした比率で表わしている。合理化することにより鋼重は 4%程度増加しているが、材片数を 55%に、溶接延長を 63%に低減できることがわかり、経済性に優れた鋼床版構造であると考えている。

表-2 構造詳細

	従来構造	合理化構造
Uリブ 連続縦溶接部		
Uリブ・横リブ 現場継手 スカラップ部		
Uリブ・横リブ 交差部 (スカラップ部)		

3. 試験体

3.1 構造詳細

鋼床版構造で疲労損傷を被りやすい部位は、

- ① Uリブ連続縦溶接部
- ② Uリブ現場継手スカラップ部
- ③ 横リブ現場継手スカラップ部
- ④ Uリブ・横リブ交差部(スカラップ部)
- ⑤ // (スリット部)
- ⑥ 垂直補剛材上端部

が考えられる。

以下にその原因を推定し、改良構造を提案する。

(1) Uリブ連続縦溶接部

この部位に生じる疲労き裂は、溶接の施工不良によるのど厚不足が原因の一つと考えられる。したがって、デッキプレートとUリブの溶接は十分な溶け込みが得られるようにする。溶け込み量は現実的な施工限界を考慮してUリブ板厚の 75%を確保する(表-2)。

(2) Uリブ・横リブ現場継手スカラップ部

直上に輪荷重が載荷されると、このスカラップ周辺には非常に高い応力が発生し疲労き裂の発生が懸念される。これはスカラップによりUリブや横リブのウェブが断面欠損となるため、スカラップ上の荷重がウェブとデッキプレートとの回し溶接部に集中するためである。したがって、スカラップ幅を狭くして断面欠損を少なくすることが有効と考えられる。このスカラップの幅は、デッキプレート現場突合せ溶接継手を放射線透過試験にて検査するときの X 線フィルム挿入のために、一般的には 120mm 程度としているが、検査を超音波探傷試験としてできる限り狭くするのが好ましいと考えられる。よって、現実的な施工限界も考慮してスカラップの半径を $R=30\text{mm}$ 、幅を 75mm とする(表-2)。

(3) Uリブ・横リブ交差部(スカラップ部)

Uリブと横リブが交差する部位にスカラップが設けられると、

板の面外曲げや応力集中が重なり合い複雑な応力性状を示すとともに非常に高い応力が発生し、疲労き裂の発生が懸念される。最近の調査研究によると、このスカラップを無くすことにより面外の曲げ変形が抑えられ、疲労き裂の発生を低減できることが報告されている。⁸⁾したがって、スカラップを無くすこととする(表-2)。

(4) Uリブ・横リブ交差部(スリット部)

この部位は立体的な変形挙動による面外の曲げ(変位誘起)と、Uリブ貫通による横リブウェブの断面欠損による応力集中が重なり合い非常に高い応力が発生し、疲労き裂の発生が懸念される。前者に対してはUリブの剛性を上げることにより、また後者に対しては横リブを廃止して全て横桁とし、桁高に対する欠損の比率を小さくでき

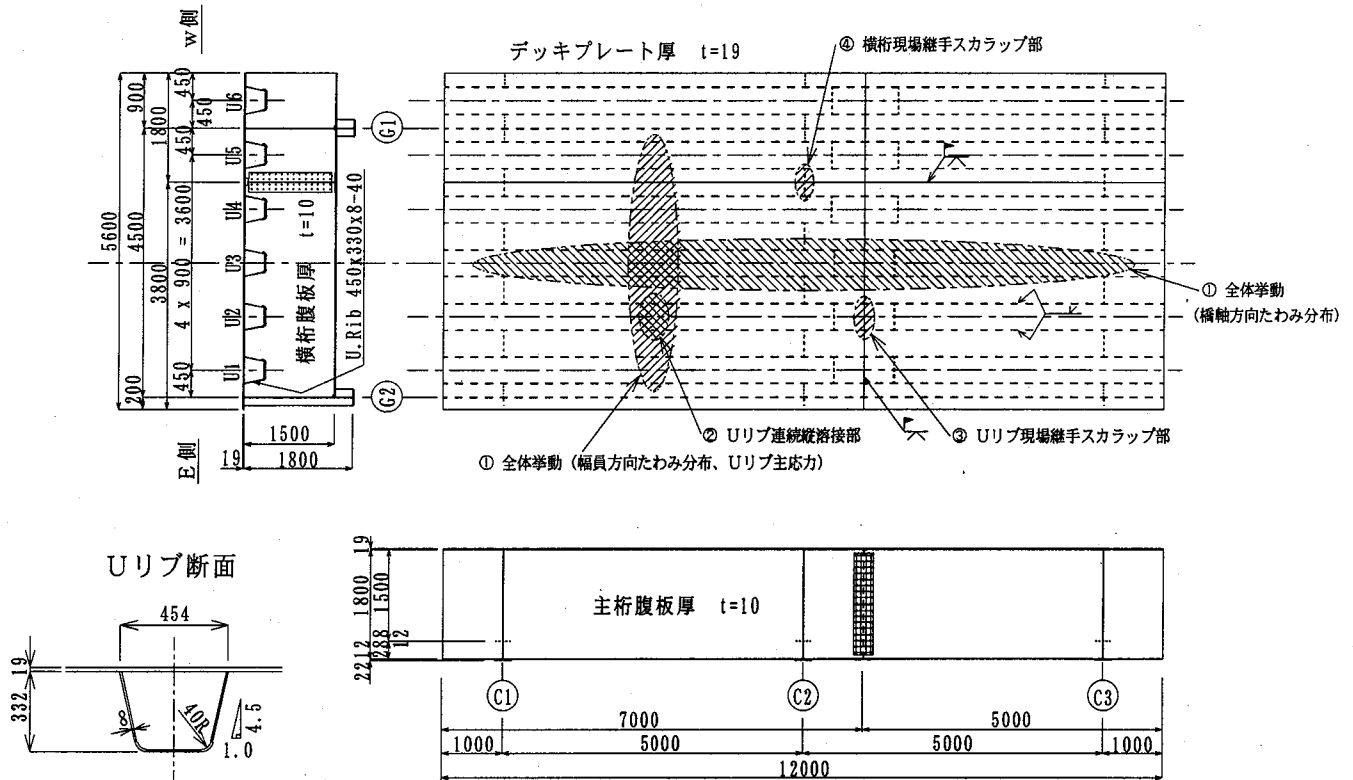


図-10 試験体および着目構造部位

る。さらに活荷重による床組応力も低減する。

(5) 垂直補剛材上端

省力化の観点から基本的に垂直補剛材は設けないこととする。また、垂直補剛材とデッキプレート溶接部の近傍に輪荷重が載荷されると大きな応力集中が生じ疲労き裂の発生が懸念されるため、垂直補剛材を廃止することにより耐久性も向上する。

3. 2 試験体の概要

図-10 に試験体の形状と寸法を示す。

試験体の材質は全て SM400 材である。

Uリブ支間(横桁間隔)は 2x5.0 m であり、実構造(多径間連続)に比べて変形は大きい。

試験体は、主桁と横桁交差部の全 6 個所で主桁下フランジを H.T.B にて架台に固定している。また架台は PC 鋼棒にて試験室の床に強固に固定されている。

4. 試験方法

4. 1 着目構造部位

静的載荷試験では、以下の部位に着目する(図-10)。

- ① 全体挙動
- ② Uリブ連続縦溶接部
- ③ Uリブ現場継手スカラップ部
- ④ 横桁現場継手スカラップ部

4. 2 試験方法

載荷荷重は 10tf、載荷面は現行の道示⁴⁾の T 荷重に同じ

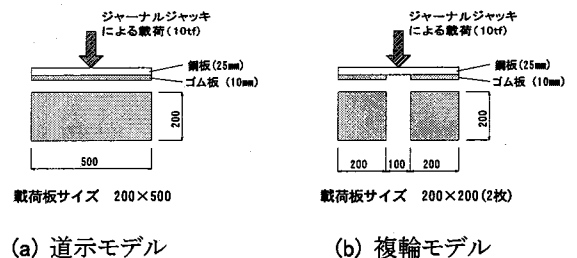


図-11 載荷板

幅員方向に 500mm、橋軸方向に 200mm とし(道示モデル)、デッキプレートの上に 10mm のゴム板とその上に 25mm の鋼板を敷いてジャーナルジャッキにより載荷した。また車輛の複輪載荷の影響が大きいと考えられる部位に着目する時は、ゴム板を 2-200x200mm とした複輪モデルによる載荷も追加して行っている(図-11)。

ひずみゲージの貼付位置は各項で示すが、局部のひずみを計測する場合は全てビードから 5mm の位置に貼付している。使用したひずみゲージは全て 3 軸ゲージ(ゲージ長 1mm)である。

5. 試験結果

5. 1 全体挙動

全体挙動は、全てFSM解析と比較する形で整理している。解析には、鋼床版の設計計算に使用されている「鋼床版の自

動設計, JSP-3J(日本電子計算株式会社)を用いており, 試験体の主桁間の鋼床版をモデル化している.

図-12 にUリブの橋軸方向たわみ分布を示す. 着目はU3リブであり荷重はUリブ断面の中央に載荷している. たわみは実測値であり, 横桁や主桁のたわみとUリブの断面変形が含まれている.

全体的に実測値の方が大きな値を示しているが, その差は小さく全体的な傾向も良く近似している.

図-13 に幅員方向たわみ分布を示す. 着目はC1横桁とC2横桁間の中央であり, デッキプレートやUリブのたわみをまとめてプロットしている. このたわみも実測値である.

実測結果より, Uリブに大きな断面変形の生じていることがわかる. また, FSM 解析ではUリブを梁として取り扱っているためUリブの断面変形を捕えていないが, Uリブ断面中央の実測値とよく近似している.

図-14 にUリブ下フランジの幅員方向の主応力影響線を示す. 着目位置はC1横桁とC2横桁間の中央であり, U3リブ下フランジ下面の主応力を示す. この主応力はほとんど橋軸方向を向いており, 最大で2° 程度のずれしか生じていない.

各ゲージの主応力の最大値を比較すると, 中央(05 ゲージ)よりもウェブ側に 110mm 離れた位置(04,06 ゲージ)の方が 6 割近く大きな値を示している. これはUリブのウェブ上に荷重が載荷されることにより生じるUリブの断面変形が原因と考えられる.

FSM 解析ではUリブを梁として取り扱っていることから, Uリブ下フランジ中央(05 ゲージ)の位置での応力を算出していることになる. この場合, 実験値の方が約 1 割程度大きな値を示しており, 隣のUリブの荷重分担率が小さくなっていると考えられる.

以上より, 最大の主応力(04 ゲージ)と FSM 解析による応力度を比較すると, 実験値の方が 7 割以上大きな値を示しており, またUリブの断面内で大きな二次応力の生じていることがわかった.

5. 2 Uリブ連続縦溶接部

この部位に関しては, 一度静的載荷試験を行った後面外の曲げ挙動を把握するため, Uリブの下フランジに 200x500mm 程度の孔を開けてUリブ内にゲージを貼付し, その後孔よりひとまわり大きな板(Uリブと同厚 $t=8\text{mm}$)をすみ肉溶接により取り付けて再度静的載荷試験を行った. この孔明け復旧によって実験結果に違いは生じなかった. また, 複輪タイヤがUリブのウェブを跨いで載荷された場合の影響を検討するため, 載荷面は複輪モデル(2-200x200mm)による載荷も一部で行っており, その結果も合わせてプロットしている.

主応力は, 着目部付近に載荷した場合溶接ビードの法線方向を向いており, 着目部から離れ主応力が小さくなると向きは回転していた. Uリブウェブ表裏での向きがほとんど同じであったため, 向きの補正は行わずに実験結果を整理している. また, 主応力を膜応力成分と曲げ応力成分に分解した結果も合わせてプロットしている.

図-15 に幅員方向の主応力影響線を示す. 着目位置はC

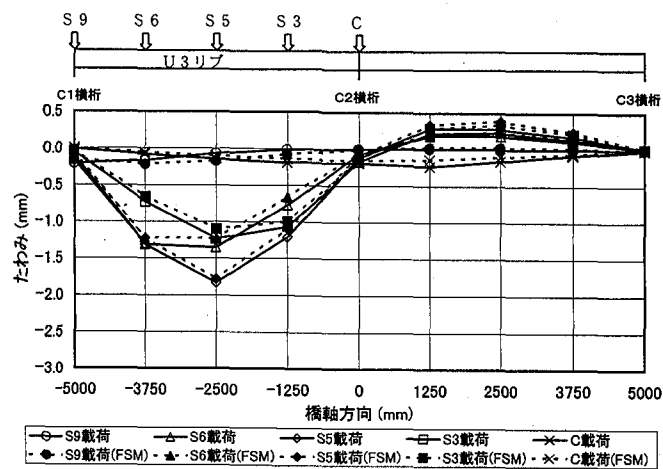


図-12 Uリブの橋軸方向たわみ分布

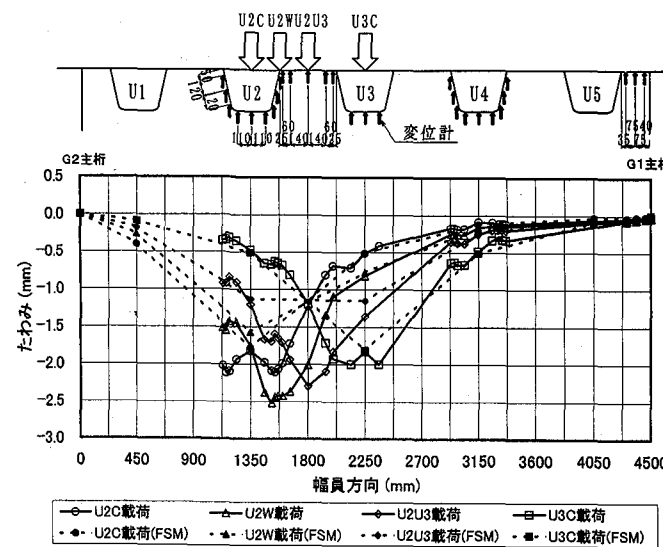


図-13 幅員方向たわみ分布

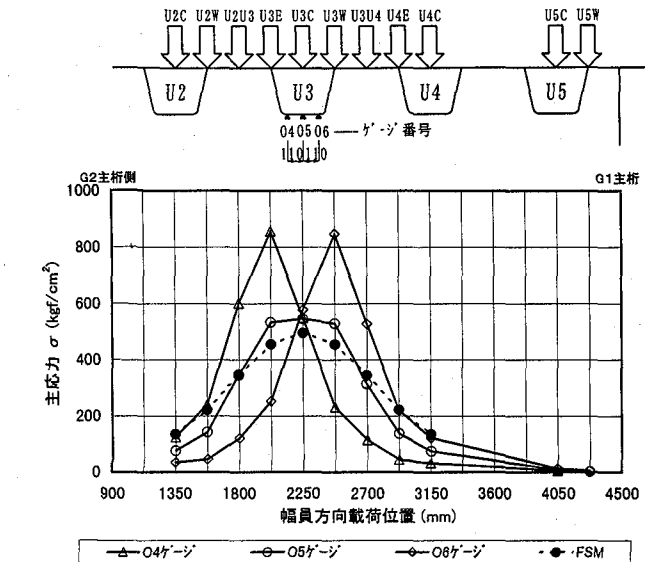


図-14 Uリブ下フランジの幅員方向主応力影響線

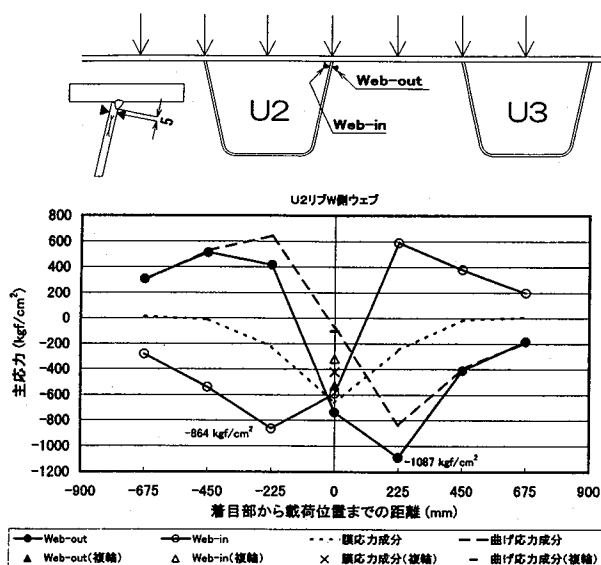


図-15 Uリブ連続縦溶接部の幅員方向主応力影響線

1横桁とC2横桁間の中央であり、U2リブウェブ表裏の主応力を示す。

主応力は、Uリブウェブ直上載荷時よりもUリブ間中央載荷時に大きな値を示している。その応力成分はほとんどが曲げ応力成分であり、膜応力成分はウェブ直上載荷時の1/3程度になっている。またウェブ直上載荷時では膜応力成分が支配的であり、曲げ応力成分は非常に小さい。

Uリブウェブを跨いで荷重を載荷する複輪モデルでは、道示モデルと比べて6割前後にまで主応力が小さくなっており、膜応力成分はUリブ間中央載荷時のほぼ2倍になっている。これは、道示モデルでは載荷荷重が剛性の高いウェブ位置に集中するためと考えられ、ウェブ上載荷時は載荷方法の影響が大きいといえる。

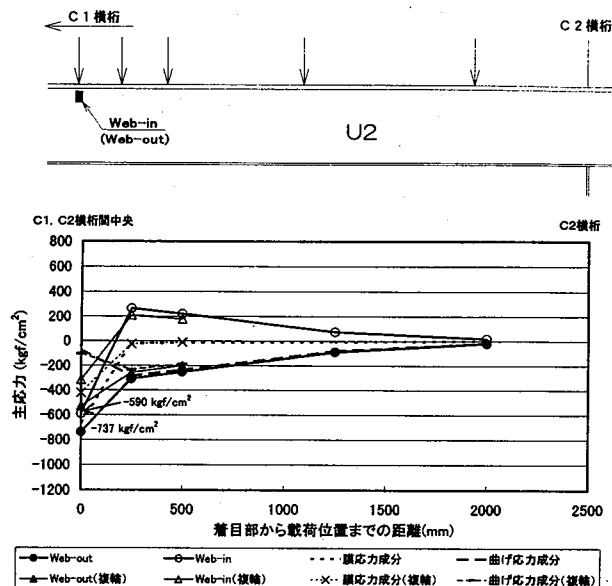
幅員方向の影響線長は短く、特に膜応力成分は隣のUリブウェブ上に荷重が載荷されるとほとんどなくなっており、曲げ応力成分だけが生じている。曲げ応力成分は着目部を境に符号が反転している。

図-16に橋軸方向の主応力影響線を示す。着目はU2リブウェブ上載荷とU2、U3リブ間中央載荷である。

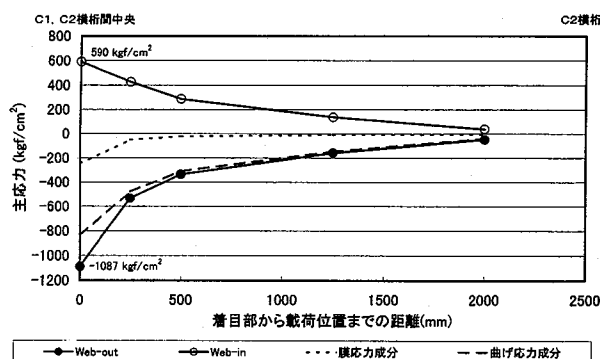
Uリブウェブ上載荷に着目すると、着目部直上載荷時にはウェブの表裏とも圧縮の主応力が生じているが、250mm以上離れた載荷ケースでは表裏で符号が反転している。その応力成分は、直上載荷で膜応力成分が支配的であるのに対し、250mm以上離れた載荷ケースでは曲げ応力成分が支配的となり、膜応力成分が非常に小さい。

複輪モデルの載荷ケースでは、橋軸方向に250mm、500mmと離れると主応力が約8割弱に小さくなっており、載荷位置が橋軸方向に離れても載荷方法の影響がある。また、応力成分の傾向は道示モデルと同じである。

橋軸方向の影響線長は曲げ応力成分で比較的長くなっているが、膜応力成分では非常に短く着目部直上に荷重が載荷した時だけである。



(a) Uリブウェブ上載荷



(b) Uリブ間中央載荷

図-16 Uリブ連続縦溶接部の橋軸方向主応力影響線

次にUリブ間中央載荷に着目すると、着目部位置載荷時に主応力が最も大きな値を示しており、荷重が橋軸方向に離れるに従い小さくなっている。ウェブ表裏の主応力は符号が反転しており、曲げ応力成分が支配的となっている。また膜応力成分は、ウェブ上載荷と同様に250mm以上離れた載荷ケースでは非常に小さい。

橋軸方向の影響線長は曲げ応力成分で比較的長くなっているが、膜応力成分では非常に短く着目部位置に荷重が載荷した時だけである。

以上より、この部位の応力は着目部直上載荷時の圧縮力と、デッキプレート外面変形によるUリブウェブの外面曲げが原因で発生していることがわかった。

5.3 Uリブ現場継手スカラップ部

この部位に関しても一度静的載荷試験を行った後、面外の曲げ挙動を把握するためUリブ下フランジのハンドホールを200x500mm程度に拡大し、Uリブ内にゲージを貼付して再度静的載荷試験を行った。このハンドホール拡大によって実験結果に違いは生じなかった。また、複輪モデル(2-200x200mm)による載荷も一部で行っており、その結果も合わ

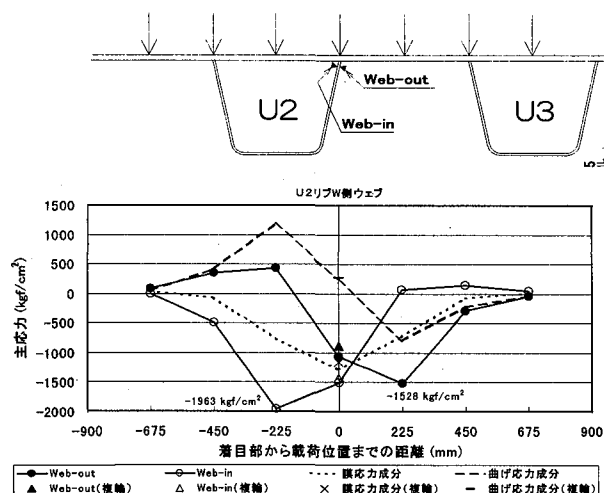


図-17 Uリブ現場継手スカラップ部の
幅員方向主応力影響線

せてプロットしている。

主応力は、Uリブウェブ表裏ともほぼ溶接ビードの法線方向を向いているため、向きの補正は行わずに実験結果を整理している。また、主応力を膜応力成分と曲げ応力成分に分解した結果も合わせてプロットしている。

図-17 に幅員方向の主応力影響線を示す。着目部はU2リブ現場継手スカラップ部であり、回し溶接近傍のUリブウェブ表裏の主応力を示す。

Uリブウェブ直上載荷時よりもUリブ断面中央載荷時に大きな値を示している。その応力成分は曲げ応力成分が膜応力成分の1.5倍程度になっている。またウェブ直上載荷時には膜応力成分が支配的であり、曲げ応力成分は非常に小さい。

複輪モデルによる載荷ケースでは、道示モデルと比べて主応力が1割程度小さくなっているが、Uリブ連続縦溶接部に比べて載荷方法の影響は少ない。

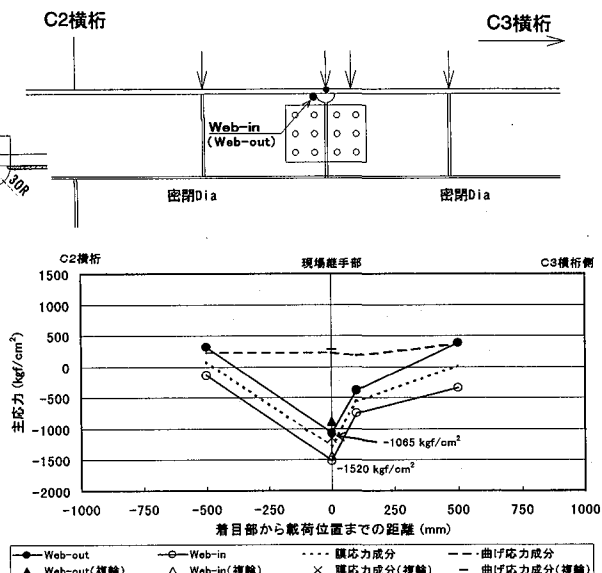
幅員方向の影響線長は短く、特に膜応力成分は隣のUリブウェブ上に荷重が載荷されるとほとんどなくなっており、曲げ応力成分だけが多少生じている。曲げ応力成分は着目部に境に符号が反転している。

図-18 に橋軸方向の主応力影響線を示す。着目はU2リブウェブ上載荷とU2リブ断面中央載荷である。

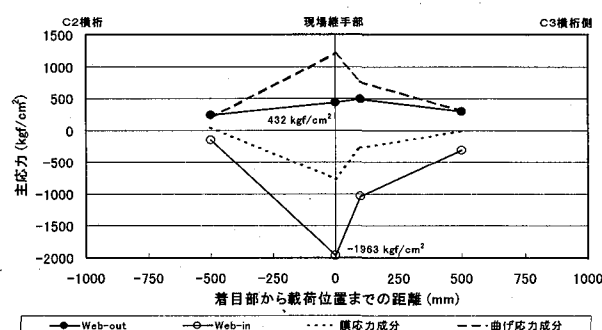
Uリブウェブ上載荷に着目すると、現場継手スカラップ上載荷時にウェブの表裏とも圧縮の主応力が生じており、膜応力成分が支配的である。また橋軸方向に100mm離れた載荷ケースでは主応力と膜応力成分が急激に減少しており、500mm離れると膜応力成分はほとんどなくなり、曲げ応力成分だけが生じている。今回載荷した範囲では、曲げ応力成分がほぼ一定の値を示していた。

橋軸方向の影響線長は膜応力成分で非常に短く、現場継手スカラップ上に荷重が載荷した時だけである。しかし曲げ応力成分は比較的長いと考えられる。

次に、Uリブ断面中央載荷に着目すると、現場継手位置載荷時に主応力が最も大きな値を示しており、載荷位置が橋軸



(a) Uリブウェブ上載荷



(b) Uリブ断面中央載荷

図-18 Uリブ現場継手スカラップ部の
橋軸方向主応力影響線

方向に離れるに従い小さくなっている。その応力成分は、ウェブ上載荷時と異なり曲げ応力成分が大きくなっている。

橋軸方向の影響線長は膜応力成分で非常に短く、現場継手直上に荷重が載荷した時だけである。しかし曲げ応力成分は比較的長いと考えられる。

以上より、この部位の応力もUリブ連続縦溶接部と同じく、現場継手直上載荷時の圧縮力とデッキプレート外面外変形によるUリブウェブの面外曲げが原因で発生していることがわかった。

5. 4 横桁現場継手スカラップ部

主応力は、横桁ウェブ表裏ともほぼ溶接ビードの法線方向を向いているため、向きの補正は行わずに実験結果を整理している。

図-19 に幅員方向の主応力影響線を示す。着目部はC2横桁現場継手スカラップ部であり、回し溶接近傍の横桁ウェブの主応力を示す。現場継手直上載荷以外はウェブ片面のひずみしか計測していないため、主応力を膜応力成分と曲げ応力成分に分解した結果はプロットしていない。

現場継手直上載荷時に大きな値を示しており、載荷位

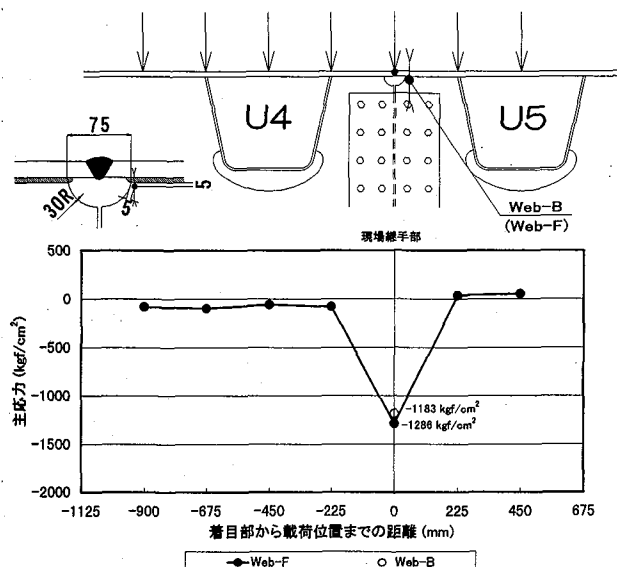


図-19 横桁現場継手スカラップ部の幅員方向主応力影響線

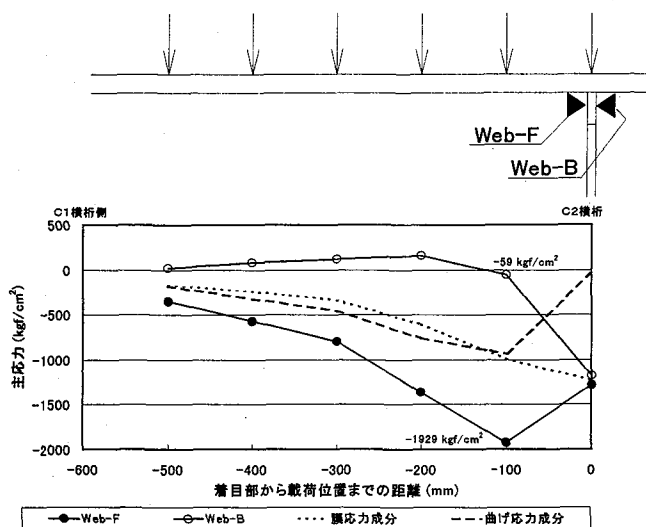


図-20 横桁現場継手スカラップ部の橋軸方向主応力影響線

置が幅員方向に離れると急激に小さくなっている。

図-20 に橋軸方向の主応力影響線を示す。着目は橋軸方向の現場溶接線上(U4, U5リブ間中央)であり、C2横桁現場継手スカラップ部の回し溶接近傍の横桁ウェブ表裏の主応力を示す。また、主応力を膜応力成分と曲げ応力成分に分解した結果も合わせてプロットしている。

現場継手部直上載荷時にウェブの表裏とも圧縮の主応力が生じており、膜応力成分が支配的である。また主応力は100mm 離れた載荷ケースで最も大きな値を示しており、膜応力成分と曲げ応力成分がほぼ同程度となっている。

橋軸方向の影響線長は非常に短く、現場継手部直上もしくはその近傍に荷重が載荷された時に大きな応力が生じている。

以上より、この部位の応力も同様に現場継手部直上載荷時

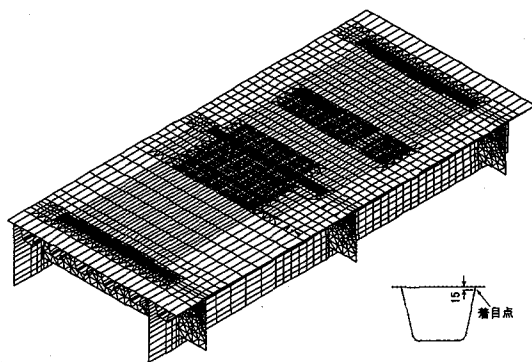


図-21 解析モデル

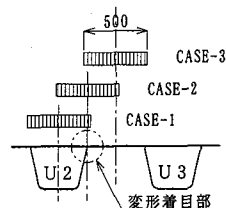


図-22 Uリブ連続縦溶接部の変形図

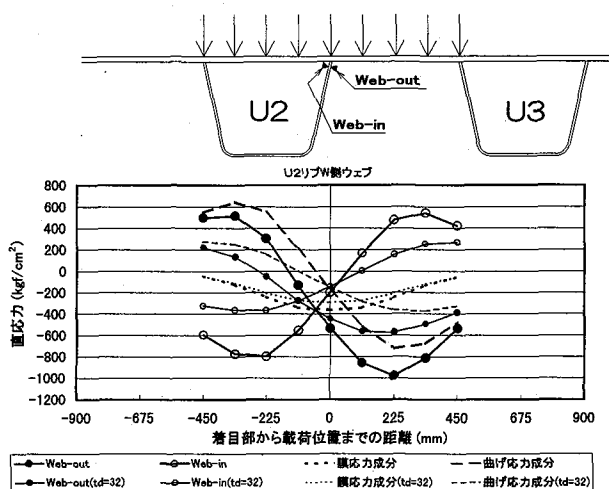


図-23 Uリブ連続縦溶接部の幅員方向影響線

の圧縮力とデッキプレートの面外変形による横桁ウェブの面外曲げが原因で発生していることがわかった。

6. 舗装の剛性を考慮したUリブ連続縦溶接部のFEM解析

今回着目した構造部位(Uリブ連続縦溶接部、現場継手スカラップ部)には、全てデッキプレートの面外変形によるウェブの面外曲げ応力成分が大きく生じていた。

ここではデッキプレートの面外変形に着目し、実橋には舗

装があることからこの舗装の剛性を考慮することによるウェブの面外曲げ低減効果をFEM解析により検討する。

解析モデルを図-21に示す。試験体全体をモデル化しており、主桁と横桁のフランジには梁要素を用い、またその他は全てシェル要素を用いている。着目部は今回行った実験と同じくC1横桁とC2横桁間中央のU2リブであり、最小要素サイズは10x10mmとした。また溶接ビードのモデル化は行っていない。

解析はデッキプレート厚を試験体と同じく19mmにしたものと、32mmに増厚したものの2ケース行っている。ここでデッキプレート厚32mmは、文献②より舗装の剛性を考慮して算出した鋼換算板厚である。

$$\text{鋼換算板厚} : t = \sqrt[3]{4 \cdot (t_1 \cdot y_1^2 + n \cdot t_2 \cdot y_3^2)}$$

ここで、 t_1 :デッキプレート厚(19mm)

t_2 :舗装厚(80mm)

n : E_2/E_1

E_1 :鋼の弾性係数($2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$)

E_2 :舗装の弾性係数($2 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$)

y_1 :デッキプレート下面から中立軸までの距離

y_3 : $t_1+t_2-y_1$

また荷重は10tfを200x500mmの載荷面に等分布荷重として載荷しており、載荷間隔は試験時の半分で行っている。変形を図-22に、幅員方向の直応力影響線を図-23に示す。

図-22は、荷重をUリブ断面中央に載荷した時(CASE-1)、Uリブウェブ上に載荷した時(CASE-2)とUリブ間中央に載荷した時(CASE-3)のデッキプレートとUリブ接合部の変形図であり、変形量を100倍にして図化している。変形形態は舗装の剛性を考慮するしないに拘らずほぼ同じであるため、変形図は変形の大きい舗装の剛性を考慮していない解析結果である。CASE-1とCASE-3を比較すると、CASE-1の方が変形量の大きいことがわかる。またCASE-2載荷時にもUリブのウェブが外側に変形していることがわかる。

図-23のグラフが実験結果と比べて滑らかになっているのは、載荷間隔が半分になっているのと、解析では荷重を載荷面に均等に載荷しているためと考えられる。

以上より舗装の剛性を考慮すると、曲げ応力成分が約半分に低減され、さらに膜応力成分も2割程度低減されることがわかった。

の応力度を4割程度低減できることがわかった。またUリブの荷重分配はほぼ同等であり、横リブ(横桁)位置でのUリブのたわみ角が従来構造と同等以下になることがわかった。

- ③ 試設計した結果、鋼重は多少増加するものの、材片数や溶接延長を大幅に低減できることがわかった。
- ④ Uリブ断面中央のたわみが、FSM解析結果と良く近似していることがわかった。
- ⑤ Uリブ断面内で大きな二次応力の発生していることがわかった。またFSM解析結果と比較して、荷重分配が少なくなっていると考えられる。
- ⑥ Uリブ連続縦溶接止端部近傍の局部応力は、直上載荷時の圧縮力とデッキプレートの面外変形によるUリブウェブの面外曲げが原因で発生していることがわかった。また最大の膜応力成分と曲げ応力成分を比較すると、曲げ応力成分が約1.25倍となっている。曲げ応力成分の橋軸方向影響線長は比較的長い、幅員方向や圧縮力の影響線長は非常に短い。
- ⑦ Uリブ現場継手スカラップ回し溶接止端部近傍の局部応力もUリブ連続縦溶接部と同じメカニズムで発生しているが、さらにスカラップによるUリブウェブの断面欠損による応力集中が加わり、大きな局部応力になっていると考えられる。Uリブ連続縦溶接部と比較すると、最大の膜応力成分が約2倍になっている。
- ⑧ 横桁現場継手スカラップ回し溶接止端部近傍の局部応力も直上載荷時の圧縮力と、デッキプレートの面外変形による横桁ウェブの面外曲げが原因で発生していることがわかった。またスカラップによる横桁ウェブの断面欠損による応力集中がUリブ現場継手スカラップ部と同様に生じていると考えられる。最大の膜応力成分と曲げ応力成分を比較すると、膜応力成分が約1.3倍となっている。影響線長は非常に短く、直上もしくはその近傍だけである。
- ⑨ 実橋ではデッキプレートの上に舗装があることから、FEM解析によりこの舗装の剛性を考慮²⁾した解析を行うと、曲げ応力成分が約半分に低減され、さらに膜応力成分も2割程度低減されることがわかった。
- ⑩ 今回着目した部位は載荷方法の影響が大きく、また舗装との合成効果や荷重分散による発生応力の低減が期待できる。今後はこれらの影響も考慮して疲労検討を行いたいと考えている。

7. まとめ

以上より、本研究により得られた結果をまとめると以下の通りである。

- ① 鋼床版構造の合理化方針として、デッキプレートの厚板化、Uリブ断面の大型化、横リブの廃止とUリブ支間の拡大を提案した。
- ② FSM解析により検討した結果、現在提案している合理化構造は従来構造に比べ、たわみで3割程度増加するもの

8. おわりに

現在提案している鋼床版構造が究極の構造であるとは決して考えていない。今のところそれを模索している途中であり、今後さらに改良を加えより優れた構造にしていきたいと考えている。

【謝 辞】

本研究を取り纏めるにあたり、日本道路公団・合理化鋼床版の検討会の委員の方々に貴重なご意見を賜りました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会:鋼床版の疲労, 鋼構造シリーズ4, 1990年9月.
- 2) 多田宏行:鋼床版舗装の設計と施工, 鹿島出版会, 1990年3月.
- 3) 館石和雄, 竹之内博行, 三木千寿:鋼橋部材交差部に生じる局部応力の発生メカニズムと要因分析, 土木学会論文集, No.507, pp.109~119, 1995年1月.
- 4) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 平成8年12月.
- 5) 日本鋼構造協会標準化委員会・Uリブ規格作成小委員会:鋼床版用U形鋼の JSS 規格, 橋梁と基礎, pp.16~24, 1980年7月.
- 6) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 平成2年2月.
- 7) 小笠原照夫, 町田文孝, 伊藤博章:鋼床版の厚板化による疲労強度の向上と合理化の検討, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集, I-A372, pp.744~745, 1995年9月.
- 8) 勝俣盛, 小笠原照夫, 吉家賢吾, 町田文孝, 柳澤則文:合理化鋼床版構造の舗装耐久性に関する一考察, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, I-A205, pp.410~411, 1998年10月.
- 9) 三木千寿, 館石和雄, 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, pp.127~137, 1995年7月.
- 10) 小笠原照夫, 勝俣盛, 町田文孝, 川瀬篤志, 溝江慶久, 吉家賢吾:合理化鋼床版構造のUリブ変形挙動, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, I-A198, pp.396~397, 1998年10月.
- 11) 藤原稔, 村越潤, 田中良樹:鋼床版横リブのスリット周辺部の疲労強度, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.1151~1162, 1991年3月.
- 12) 小西一郎:鋼橋・設計編 I, 丸善(株), 1975年3月.
- 13) 勝俣盛, 藤田敏明, 町田文孝, 一井延朗, 吉家賢吾, 川瀬篤志:これからの鋼床版~新しい構造の提案~, 川田技報, Vol.17, pp.100~103, 1998年1月.
- 14) 溝江慶久, 川瀬篤志, 町田文孝, 小笠原照夫, 勝俣盛, 吉家賢吾:合理化鋼床版構造のUリブ・横桁交差部の局部応力(その1), 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, I-A200, pp.400~401, 1998年10月.
- 15) 川瀬篤志, 溝江慶久, 町田文孝, 小笠原照夫, 勝俣盛, 吉家賢吾:合理化鋼床版構造のUリブ・横桁交差部の局部応力(その2), 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, I-A201, pp.402~403, 1998年10月.
- 16) (社)日本鋼構造協会編:鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 技報堂出版, 1993年4月.
- 17) 亀井正博, 山本正雄, 鈴木智巳, 神野藤保夫, 山内崇賢:鋼床版Uトラフの局部強度, 三菱重工技報, Vol.24, No.4, pp.340~345, 1987年7月.
- 18) 大橋治一, 藤井裕司, 三木千寿, 小野秀一, 村越潤:鋼床版の現場継手部近傍の局部応力と変形挙動, 土木学会論文集, No.556, pp.65~76, 1997年1月.
- 19) F.Machida, S.Tada and C.Miki: Fatigue Strength of Scallop Details of Longitudinal Trough Rib in Orthotropic Steel Decks, International conference on fatigue of welded components and structures, pp.357~364, 1996年6月.
- 20) 近藤明雅, 山田健太郎, 青木尚夫, 菊池洋一:鋼床版閉断面縦リブ現場溶接継手の疲労強度, 土木学会論文集, No.340, pp.49~57, 1983年12月.
- 21) 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, pp.161~171, 1997年4月.
- 22) 村越潤, 程小華, 西川和廣:実測局部応力に基づく鋼床版細部構造の疲労評価, 鋼構造年次論文報告集, 第5巻, pp.191~198, 1997年11月.
- 23) 大橋治一, 藤井裕司, 村瀬佐太美:鋼床版の疲労を考慮したディテールの改良, 橋梁と基礎, pp.31~36, 1997年4月.
- 24) (社)日本道路協会:鋼橋の疲労, 平成9年5月.

(1998年10月18日受付)