

鋼床版のデッキ貫通型亀裂に関する一考察

An examination for the deck penetrating fatigue crack

川畑篤敬*, 江崎正浩*, 加藤靖*, 杉村誠*, 鈴木大也*, 原直人*, 矢ヶ部彰*, 横山薫*

Atsunori KAWABATA, Masahiro EZAKI, Yasushi KATOH, Makoto SUGIMURA,

Daiya SUZUKI, Naoto HARA, Akira YAKABE, Kaoru YOKOYAMA

* (社) 日本橋梁建設協会 (〒104-0061 東京都中央区銀座2丁目2番18号)

In these days, some unexpected fatigue cracks in steel decks were reported and these were predicted due to un-sufficient welding and also heavy traffic loads. The fatigue crack, which origins from the root portion of the U-rib welding and penetrates the deck plate, may cause the surface subsidence of the bridge. As this type of fatigue crack, however, grows slowly in the deck plate and the deck plate is covered with pavement, it is very difficult to detect the crack.

In this paper, the survey of the penetrating fatigue crack of the deck plate was outlined. The measured strain on the steel deck shows that tension stress at the bottom side of the deck plate arises on the forward and the backward of wheels. According to the FEM analysis, tandem wheel increase this tension stress and the principal stress at the welding metal occurs in crossing the observed fatigue crack at right angles. This stress also increased at the U-rib adjoining to the main girder web. The stiffness of the pavement may reduce the plate stress of the deck, but this local tensile stress does not decrease. It is clarified that the local stress was caused by the steel deck deflection as floor system.

Key words: fatigue cracks, steel decks, U- rib, FEM analysis, tandem wheel, deck deflection

1. はじめに

近年、交通量の多い橋梁を中心として鋼床版に疲労損傷が報告されている。鋼床版の疲労損傷のなかでもデッキプレート（以下デッキ）とUリブとの縦方向溶接部（以下Uリブ溶接線）において、亀裂がUリブの内面側からデッキ上面に向かって進展した場合その発見が難しく、舗装に直接影響を及ぼす危険性がある。

ここでは、デッキ貫通型亀裂が発生した橋梁の損傷状況調査と応力測定結果を踏まえて、FEM（線形弾性）解析によりその発生メカニズムを考察する。

なお、FEM解析のモデルおよび荷重は、文献1)にて実施した解析と同様とする。

2. デッキ貫通型損傷事例

(1) 損傷が発生した橋梁の特徴

デッキ貫通型の亀裂が発生した橋梁の特徴としては以下のような点が挙げられる。

- ①橋梁形式：3径間連続鋼床版箱桁
- ②デッキ厚：12mm，Uリブ厚：8mmを使用
- ③交通量の多い工業地帯隣接の湾岸線に集中
- ④供用開始から20年以上経過

いずれの橋梁も大型車両の交通量が多く、舗装の損が著しい。なかには、貫通亀裂からUリブ内へ水が浸透し、滞水しているケースもみられる。

(2) 損傷発生部位と亀裂形状

亀裂は主桁ウェブ直近の輪荷重直下のUリブに発生しており、後輪荷重の軌跡はUリブウェブを跨ぐ状態となっている。また亀裂の発生は桁端部の伸縮装置近傍（車両進行方向に対して最初のパネル）に集中しており、衝撃の影響も大きいと考えられる。

図-1に発生部位と後輪荷重の軌跡の1例を、図-2に亀裂形状を示す。

亀裂の形状は、いずれの場合もUリブ溶接線ルート部から斜めに進展し、その後鉛直に進展している。

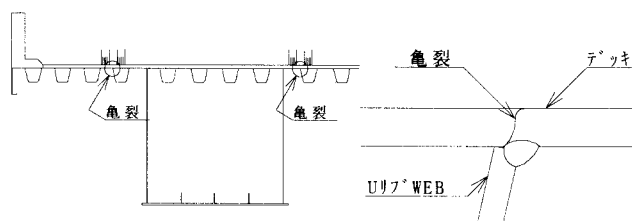


図-1 損傷発生部位

図-2 亀裂形状

(3) 現地の状況

1) 損傷発生部位の状態

亀裂が発生している橋梁の1つにおいて、鋼床版の裏面から超音波によりデッキ厚の計測を行った。

その結果、健全な部位のデッキ厚が11.7mm～11.9mmと安定しているのに対して、亀裂発生部位付近のデッキ厚は10.7mm～12.3mmとバラツキがあり、腐食に

より減肉している可能性があることが判った。

また、デッキとUリブ溶接線の溶け込み量の計測結果では、Uリブの板厚 8 mm に対して溶け込み量は 5.5 mm~8 mm で計測点により異なるが、亀裂発生部位については 7 mm~8 mm と比較的良好に溶け込んでいることが確認された。

2) 応力計測結果

同じ橋梁の輪荷重直下のデッキ下面にひずみゲージを貼付け、前輪通過時と後輪通過時のピーク値を読み取り、時刻暦のひずみ波形を計測した。なお、ひずみゲージは床組効果の影響を受けにくい、Uリブスパン (2.9m) の 1/4 点に貼付けた。

デッキ下面の橋軸直角方向のひずみに着目すると、輪荷重の前後で引張ひずみが発生し、輪荷重直下で最大の圧縮ひずみが発生する。前輪と後輪のひずみの大きさに著しい違いはないが、後輪のひずみは大きく、タンデム荷重の軸間で最大の引張ひずみが発生する。

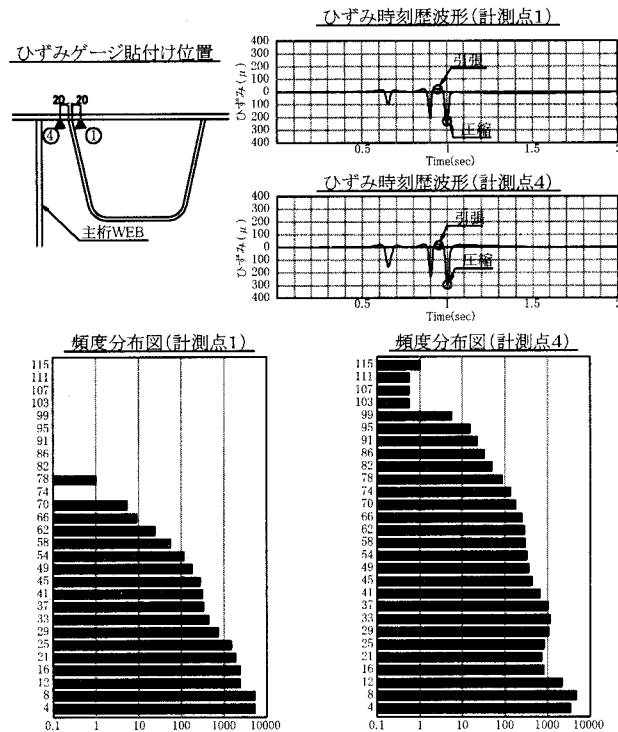


図-3 応力計測結果

車軸数ごとに応力波形を比較しても同様の傾向がみられるが、ひずみの絶対値に着目すると、多軸車両に比較的大きいひずみが発生した。これは、一般的に軸数の多い車両は積載量も大きいためと考えられる。

また同じ計測点で 24 時間の応力頻度計測を行い、応力範囲を読み取った結果、計測点 4 において 100Mpa を超える高い応力が計測された。継手の疲労強度等級を F 等級と仮定すると、計測点 1 では概ね 9 年の疲労寿命となる。図-3 に応力計測結果を示す。

3. タンデム荷重による FEM 解析

文献 1) においては、FEM 解析による輪荷重直下の応力性状について報告されている。しかしながら、鋼床版の Uリブ溶接線ルート部を起点としたデッキ貫通型損傷のメカニズムを説明するには十分とはいえない。

このことから、2. で述べた損傷事例において大きな引張応力が計測されたタンデム荷重を用い、FEM 解析によるデッキ貫通型損傷のメカニズムを解明することを試みた。FEM 解析は、(1) まず橋梁全体をシェル要素でモデル化し、輪荷重直下とその近傍の基本的な性状を把握する。(2) 次に部分的にソリッド要素でモデル化し、Uリブ溶接線ルート部における応力状態を把握するものとした。

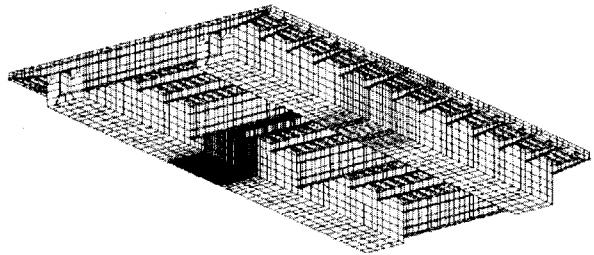


図-4 FEM 解析モデル

(1) シェル要素による FEM 解析

シェル要素による FEM 解析は、輪荷重直下およびその近傍の応力性状や変形状態などの基本的な性状を把握することを主目的とし、文献 1) と同様のモデルを用いた。輪荷重はタンデム荷重 47853N/輪×4 輪を载荷した。载荷位置は損傷事例にもとづいて、橋軸直角方向には後輪が Uリブウェブを跨ぐ位置とし、橋軸方向にはタンデム中心が横リブ間中央になる位置と定めた。

(図-5 参照)

なお本検討では、舗装の影響を無視するものとした。

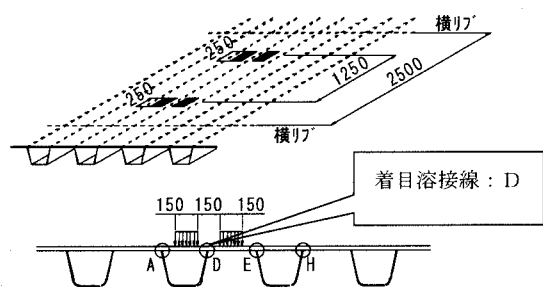


図-5 輪荷重載荷図

1) 応力性状

デッキ下面の主応力コンターを図-6 に、Uリブ溶接線 D (図-5) に沿った橋軸直角方向応力の橋軸方向の分布を図-7 に示す。これより以下のことが言える。

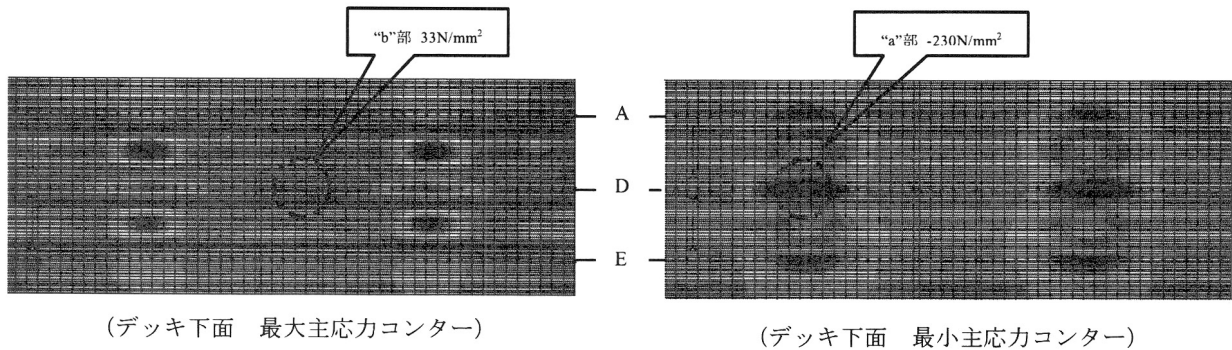


図-6 デッキ下面主応力コンター図

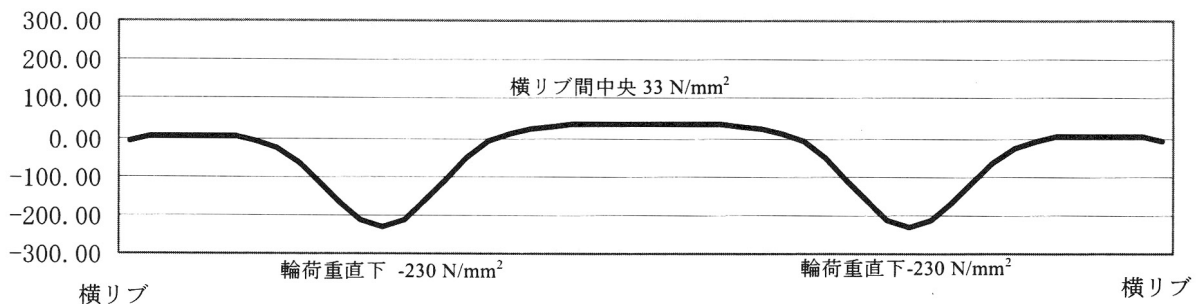


図-7 デッキ下面橋軸直角方向応力の橋軸方向分布 (N/mm²)

- ① 輪荷重直下のデッキ下面”a”部には非常に大きな圧縮応力が発生しており、図-6の主応力と図-7の橋軸直角方向応力が一致していることから、最小主応力の方向は橋軸直角方向である。
- ② 横リブ間中央(L/2点)のデッキ下面”b”部には、わずかに引張応力が発生しており、図-6の主応力と図-7の橋軸直角方向応力が一致していることから、最大主応力の方向は橋軸直角方向である。
- ③ 図-7に示す応力分布は、前述した実橋における応力計測結果に似た性状を示している。

2) 変形状

変形図を図-8に示す。この図より以下のことが判る。

- ① 輪荷重直下のデッキの変形量は大きく、局所的な板曲げが顕著にみられる。
- ② このことから、輪荷重直下のデッキはUリブウェブを支点とした変形状となり、Uリブ溶接線D(図-5参照)のデッキ下面側の応力は圧縮となる。
- ③ 横リブ間中央(L/2点)のデッキの変形は、輪荷重直下と比較して小さく、デッキとUリブが一体となった変形状を示していると考えられる。
- ④ このことから、L/2点でのUリブ溶接線D(図-5参照)のデッキ下面の応力は引張りとなる。

なおタンデム荷重で生じるデッキの応力は、単軸荷重の場合と比較して、以下の傾向にある。

- ① 輪荷重直下の圧縮応力は、単軸荷重によるものと同程度である。これは、輪荷重による板曲げが局所的なものであるためと考えられる。
- ② 横リブ間中央の引張応力は、単軸荷重の場合の2倍程度となる。これは、この部位が輪荷重によるUリブの梁としての変形に依存しており、タンデム両輪の重ね合わせ効果によると考えられる。

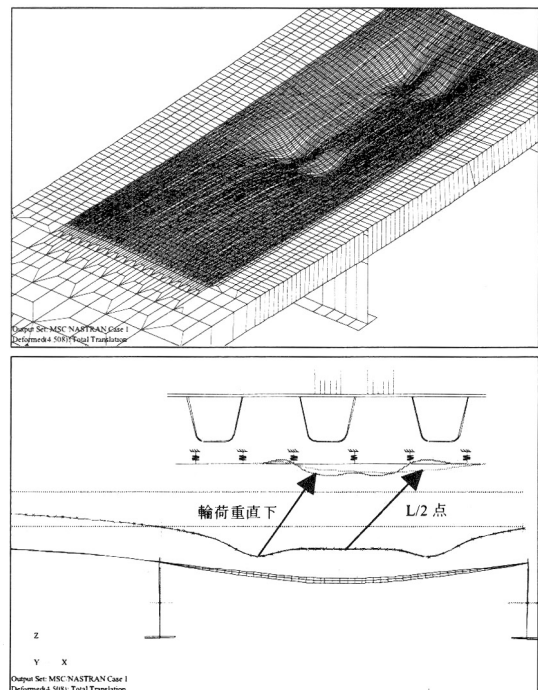


図-8 変形図

(2) ソリッド要素による FEM 解析

シェル要素の FEM 解析によって、輪荷重直下においてはルート部のデッキ下面に大きな圧縮応力が発生し、タンデム荷重の軸間では同部に引張応力が発生することが明らかとなった。これを受けて、デッキと U リブの溶接線ルート部の応力状態を確認することとした。

解析モデルは、シェル要素モデルを L/2 点を中心に部分的にソリッド要素化するものとした。なお U リブ厚は 8 mm とし、溶接の溶け込み量による違いを把握するために、75% (溶け込み量: 6mm) と 55% (溶け込み量: 4.5 mm) の 2 ケースとした。デッキと U リブの溶接線ルート部の矢線図を図-9 に示す。

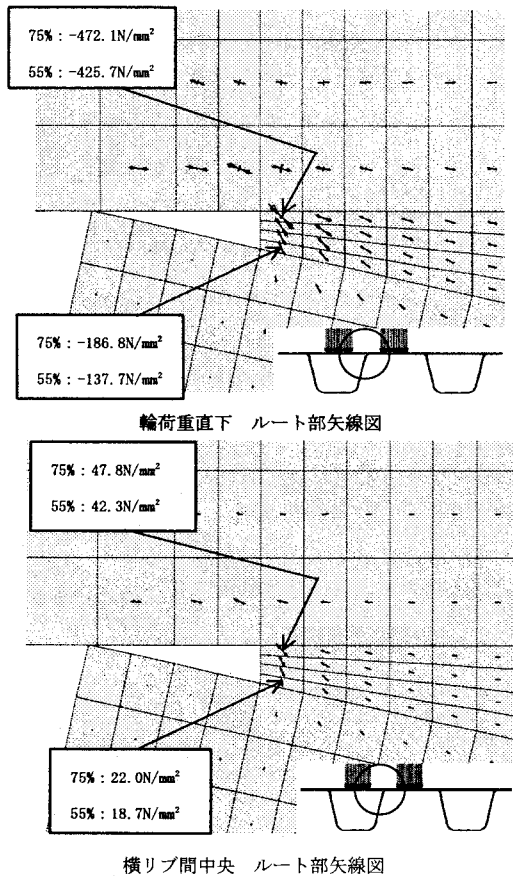


図-9 ソリッド解析結果

図-9 より以下のことが判る。

- ① 輪荷重直下の U リブ溶接線ルート部には非常に大きな圧縮応力が発生している。
- ② 横リブ間中央の U リブ溶接線ルート部には、輪荷重直下に発生する圧縮応力度の 1/10 程度の引張り応力が発生している。
- ③ 輪荷重直下と横リブ間中央における主応力の方向は、一致している。
- ④ このことから、U リブ溶接線ルート部では、輪荷重直下における最小主応力と、横リブ間中央における最大主応力の絶対値を加算したものに近い応力振幅が生じている可能性がある。

- ⑤ この主応力の方向より、U リブ溶接線ルート部を起点とした疲労亀裂は、まず溶接ビード内で斜め方向に進展し、その後デッキに向かって上側に進展するものと推定される。
- ⑥ この亀裂進展方向は、実際にデッキ貫通型損傷が発生した部位のマクロなどの結果とも一致する。
- ⑦ U リブ溶接線 D では溶接溶け込み量が増えると、ルート部発生応力も増加する。
- ⑧ 主応力の方向は、U リブ溶接線の溶け込み量の違いに影響を受けない。(方向の変化は無い)

4. デッキ下面に生じる橋軸直角方向引張応力の検討

デッキ貫通型の損傷事例では、主桁近傍の U リブにおいて、U リブ溶接線ルート部を起点とした亀裂がデッキ上面に進展している。また、前段の報告で、計測と解析の両面から、輪荷重の前後のルート部デッキ下面に橋軸直角方向の引張応力が発生することが判った。

ここではこの引張応力の性状を中心に、一般部と主桁近傍の違い・床組剛性の影響、について検討する。

解析は前段と同様、舗装の影響を無視したシェル要素モデルに、後輪が U リブウェブを跨ぐ状態で、縦リブスパンの L/2 点に単軸荷重 (2 輪) を载荷した。

また、デッキの板厚は 12 mm とし、床組剛性の影響を把握するために U リブの板厚を TYPE-1 は 6 mm・TYPE-2 は 8 mm とした。

(1) 一般部と主桁近傍の応力性状の比較

溶接線 D のルート部デッキ下面に発生する、橋軸直角方向応力度と最大主応力の方向を図-10 に、一般部と主桁近傍の応力度の比較結果を表-1 に示す。これより、以下のことが判る。

- ① 輪荷重の前後の引張応力度は、床組剛性の大小 (U リブ厚: 8・6) にかかわらず、主桁近傍が大きい。
- ② 主桁近傍においてタンデム荷重の重ね合わせ効果を考慮すると、単軸の 2 倍程度の引張応力: 56N/mm² (2×28.1) が発生する可能性がある。
- ③ これらは、デッキ貫通型の損傷が主桁近傍の U リブに発生している一要因と推定される。

表-1 デッキ下面の橋軸直角方向応力の比較

	引張最大(N/mm ²)			圧縮最大(N/mm ²)		
	一般部 ①	主桁近傍 ②	②/①	一般部 ③	主桁近傍 ④	④/③
TYPE-1 (tw=6mm)	20.2	28.1	1.39	-225.2	-213.5	0.95
TYPE-2 (tw=8mm)	14.9	20.6	1.38	-230.8	-223.5	0.97

なお、圧縮応力度はほぼ同等なことから、主桁近傍も一般部と同様に、輪荷重直下は U リブウェブを支点とした板曲げが支配的なことが確認できる。(表-1)

また、ピーク部の主応力方向は橋軸方向に対して約 90 度 (橋軸直角方向) であり、タンデム荷重の軸間の主応力方向は、重ね合わせ効果により常に橋軸直角方向となることが判る。(図-10)

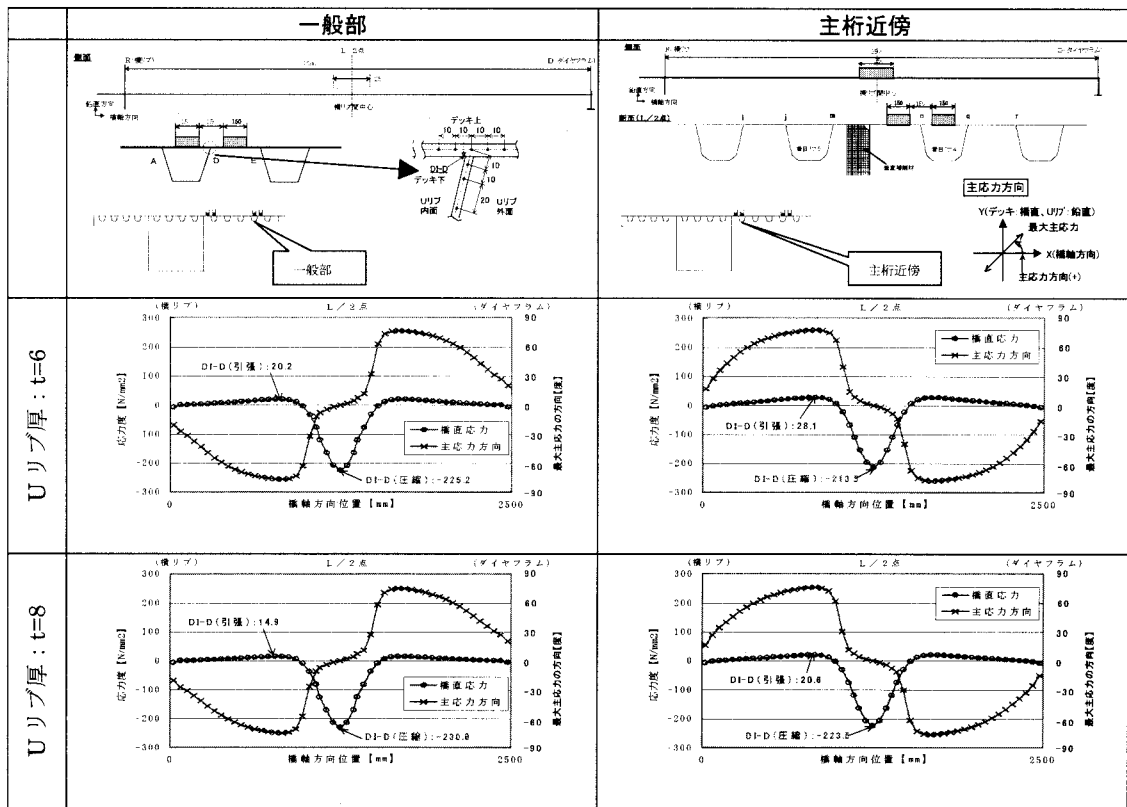


図-10 デッキ下面に発生する橋軸直角方向応力と最大主応力の方向

(2) 床組剛性の影響

床組剛性に着目したデッキ下面の橋軸直角方向引張応力度の比較を、表-2に示す。これより以下が判る。

- ① 床組剛性を上げることにより、一般部・主桁近傍ともに、デッキ下面の引張応力は緩和される。
- ② これより、「橋軸直角方向の引張応力はUリブの梁としての変形に依存する」ことが裏付けられる。
- ③ TYPE-2 (8 mm) の横リブ間隔 (L) を広げて、TYPE-1 (6 mm) のたわみパラメータ (L^3/EI) と等価となる横リブ間隔を求めると、 $L=2680$ mmとなる。
- ④ 従って、Uリブ厚が8 mmで縦リブ支間が2680 mmを越える鋼床版では、疲労設計指針⁵⁾に準拠したUリブ厚が6 mmの鋼床版 (TYPE-1) に比べて、大きな引張応力が発生すると推定される。

表-2 床組剛性に着目した橋軸直角方向応力の比較

	単位	TYPE-1 ①	TYPE-2 ②	②/①	
床組剛性(断面2次モーメント):I	mm ⁴	9.01E+07	1.10E+08	1.23	
たわみパラメータ:L ³ /EI	mm/N	8.67E-04	7.08E-04	0.82	
発生応力	一般部	N/mm ²	20.2	14.9	0.74
	主桁近傍	N/mm ²	28.1	20.6	0.73
Uリブ厚:t	mm	6	8	—	
横リブ間隔:L	mm	2500	2500	—	
鋼のヤング係数	N/mm ²	2.0E+05	2.0E+05	—	

ここでは、Uリブ厚を変えて床組剛性を変化させた結果、引張応力の緩和効果はUリブ厚が8 mmの鋼床版 (デッキ厚: 12 mm) が高いとの結果が得られた。

しかしながら文献1)にて、デッキ厚が12 mmとUリブ厚が8 mmの組み合わせはUリブ溶接線ルート部の応力集中を増大させる傾向にあることが判っている。

Uリブ溶接線ルート部の応力集中に配慮しつつ床組剛性を大きくする代替案として、①既存のUリブ高を上げる・②横リブ間隔を縮める、等が考えられる。

5. アスファルト舗装の影響

これまでの検討では、アスファルト舗装による合成効果や荷重分散効果の影響を無視してきた。ここでは前者の影響を、舗装を鋼換算板厚化して検討する。

アスファルト舗装の弾性係数は、荷重速度・温度・舗装物性などの影響を受けることが知られており、文献2)において、荷重速度: 60km/hの弾性係数の算定式として式-1が与えられている。

$$E = (-3.8973T + 214.43)^2 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \dots \text{式-1}$$

T: 舗装の温度

式-1より40°C (標準温度+20°C) のアスファルト舗装の弾性係数を求め、舗装 (t=80 mm) とデッキ (td=12 mm) が完全に合成されると仮定し、曲げ剛性が等価となる鋼換算板厚を求めると、デッキ厚は19 mmとなる。

図-11に、一般部のUリブを対象とし、デッキ厚を19 mm、Uリブ厚を6 mmとした解析結果を示す。なお、荷重条件は前段の解析と同様とし、応力値は舗装の合成作用による中立軸の偏心を考慮している。

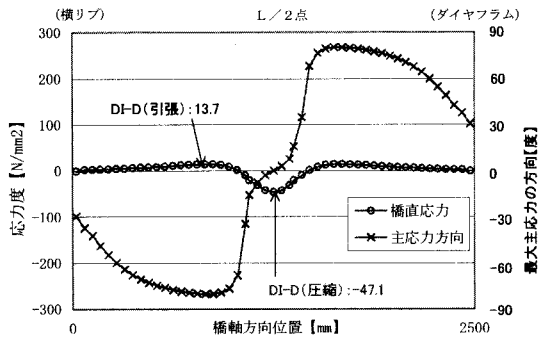


図-11：デッキ下面の橋軸直角方向応力（換算板厚）

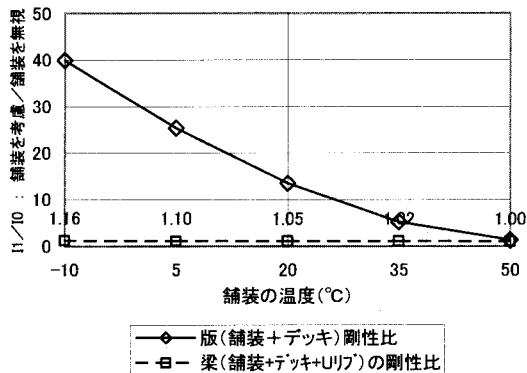
舗装を考慮しないケースとの比較を表-3に、舗装の剛性向上効果を図-12に示す。これより以下のことが判る。

- ① 舗装による圧縮応力の低減効果は大きい。（表-3）
- ② 舗装により引張応力度は低減されるが、その効果は圧縮に比べて小さい。（表-3）
- ③ 前者はUリブウェブを支点とした板曲げが支配的であり、後者はUリブの梁としての変形に依存する。
- ④ 舗装が剛性に及ぼす影響の感度は、前者は大きく後者は小さい。（図-12）
- ⑤ 従って、舗装は輪荷重直下の圧縮応力の緩和には有効であるが、前後の引張応力の緩和には効果が低いと考えられる。

表-3：舗装を考慮しないケースとの応力比較

		単位	圧縮最大	引張最大
12	①	N/mm ²	① -225.2	② 20.2
19：鋼板換算板厚	②	N/mm ²	-47.1	13.7
			②/①	0.68

図-12 舗装による剛性の向上効果



（舗装厚：80 mm，デッキ厚：12 mm，完全合成）

6. まとめ

本検討および文献1)を通じて、デッキ貫通型亀裂に絡んで以下の事項が考察される。

- ① 輪荷重が橋軸方向に移動することにより、デッキとUリブ溶接線ルート部のデッキ下面に、橋軸直角方向の正負交番応力が発生する。
- ② Uリブ溶接線ルート部の主応力の方向から、同部を起点としたデッキ貫通型の亀裂は、まず溶接ビード内で斜め方向に進展し、その後上側に向かって進むと推定され、実際の損傷事例とも一致する。
- ③ Uリブ溶接線Dでは溶接の溶け込み量が増えると、ルート部の発生応力も増加する傾向であり、実際の損傷事例が比較的溶け込み量大きい傾向にあることと一致する。
- ④ Uリブ溶接線ルート部に生じるデッキ下面の橋軸直角方向応力は一般部に比べて主桁近傍が大きく、デッキ貫通型の損傷が主桁近傍で発生していることの一因と推定される。
- ⑤ 鋼床版の応力低減に対する舗装の効果は、輪荷重直下の圧縮応力に対しては有効だが、輪荷重の前後に生じる引張応力に対しては圧縮ほどの効果を得られないと考えられる。
- ⑥ Uリブ溶接線ルート部を起点としたデッキ貫通型亀裂の予防策として、同部の応力範囲を抑制する場合は以下が有効と考えられる。
 - ・ 輪荷重直下の板曲げ応力の緩和（デッキの増厚、等）
 - ・ 輪荷重前後の引張応力の緩和（鋼床版の床組剛性を大きくする）

今後の課題は、実橋の調査や実験による本検討の検証であり、最終的には、部材の交差部に生じる他の損傷事例にも配慮した「鋼床版の補修・補強方法」と「高耐久性鋼床版」を提案することが目標である。

参考文献

- 1) 川畑他：デッキプレート厚・Uリブ厚・溶接溶け込み量が鋼床版の応力性状に与える影響，第四回道路橋床版シンポジウム講演論文集，平成16年
- 2) 名古屋高速道路公社：鋼床版の合理化と耐久性向上に関する調査研究報告書，平成7年10月
- 3) 亀井他：鋼床版Uトラフの局部強度，三菱重工技報 Vol. 24 No. 4 1987-7
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，平成14年3月
- 5) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，平成14年3月
- 6) 川畑他：輪荷重により鋼床版のデッキプレートとUリブとの縦方向溶接部に発生する応力性状の把握，土木学会第59回年次学術講演会講演概要集，平成16年
- 7) 川畑他：鋼床版疲労損傷へのデッキプレート厚・Uリブ厚・溶接溶け込み量の影響，土木学会第59回年次学術講演会講演概要集，平成16年