

縦リブの疲労き裂が鋼床版に及ぼす影響の実測と解析

TEST AND ANALYSIS OF INFLUENCE OF CRACKED RIBS ON ORTHOTROPIC STEEL DECK

貝沼 重信^{*}, 山田 健太郎^{**}, 上仙 靖^{***}, 岩崎 雅紀^{****}, 西川 武宏^{*****}

Shigenobu KAINUMA, Kentaro YAMADA, Yasushi JOHSEN, Masaki IWASAKI and Takehiro NISHIKAWA

^{*} 工修 名古屋大学 助手 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町 1)^{**} Ph. D. 名古屋大学 教授 工学部土木工学科 (同 上)^{***} 工修 建設省 土木研究所 (前名古屋大学大学院) (〒305 つくば市大字旭 1)^{****} 橋横河ブリッジ 研究所 (〒261 千葉市美浜区新港 88)^{*****} 名古屋高速道路公社 工務部 (〒460 名古屋市中区丸の内 2-1-36)

In order to clarify the influence of fatigue cracks of trough ribs on deflection and stress of orthotropic steel decks, field measurement and stress analysis were carried out. Cracks were introduced to trough ribs of orthotropic decks by flame cutting, and were later modeled in the finite element analysis. The test data was compared with the analytical results, and they were generally in good agreement, provided that the stiffeners of the asphalt pavement was considered in the analysis. The analyses were further extended to other cases to see the effect of cracked trough ribs on the nearby ribs, deck plate, and/or asphalt pavement.

Key Words : orthotropic steel deck, fatigue crack, trough rib, finite element analysis

1. はじめに

鋼床版の重量は、鉄筋コンクリート床版と比べ約 1/2 ～ 1/3 (約 180kgf/m²) と軽量である¹⁾ことから、都市内高架橋、吊橋や斜張橋の長スパン化に伴って、道路橋に多く用いられるようになってきた。工場製作による品質管理や架設期間が短いなどの長所もあり、また高架橋の耐震性向上のための上部工の軽量化に対しても有効であることから、今後ますます鋼床版の増加が期待される。

鋼床版は、比較的薄い鋼板を溶接によって組合わせること、交通荷重を直接支え、主構造に伝達すること、などから、長期間の繰返し荷重による疲労に対して検討が不可欠である。このため、1970 年代頃から鋼床版の疲労に関する様々な継手の疲労試験や実橋の載荷試験²⁾などが行なわれ、1980 年代には、実働荷重下での応力頻度測定³⁾や解析による疲労照査⁴⁾などが行われてきた。また、最近では実物大のモデルによる疲労試験が行なわれてきている^{5,6)}。鋼床版構造のうちで、疲労損傷の発生する可能性が指摘され、研究の対象となっている主な部位としては、図-1 に示すような、①縦リブの現場溶接継手、②横リブと縦リブの交差部、③デッキプレートと縦リブとの溶接部、などがある。これらの部位に疲労き裂が発生しても、鋼床版は直ちに使用限界になるとは考えられない。しかし、この状態で放置すれば、隣接部材の疲労損傷、アスファルト舗装の損傷、舗装の平坦性の欠如、路面の陥没などによって、道路橋としての機能が損なわれるばかりではなく、鋼床版自体の耐久性が低下すること

も考えられる。また、疲労損傷の補修をその発見時期からある程度遅らせることが可能であれば、十分な準備の元に効率的かつ経済的に適切な補修・補強作業を行なうことが可能である。以上のことから、鋼床版を安全かつ経済的に維持・管理する上で、部分的に発生した疲労き裂が鋼床版のたわみや応力に及ぼす影響を明らかにし、さらに新たな舗装の損傷や隣接部材の疲労損傷が生じる可能性の有無、などについて検討することは重要であると考えられる。

本研究では、撤去されることになった鋼床版箱桁橋の縦リブに人為的にき裂を導入し、その前後でたわみおよび応力の計測を行なった。また、この鋼床版をモデル化して有限要素解析を行ない、舗装の剛性を考慮したデッキプレートの換算板厚を検討するとともに、解析モデル

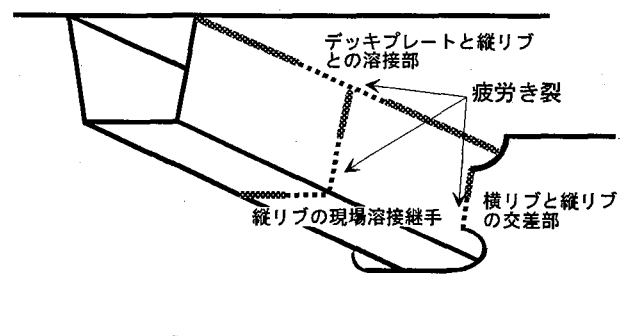


図-1 研究対象の主な部位

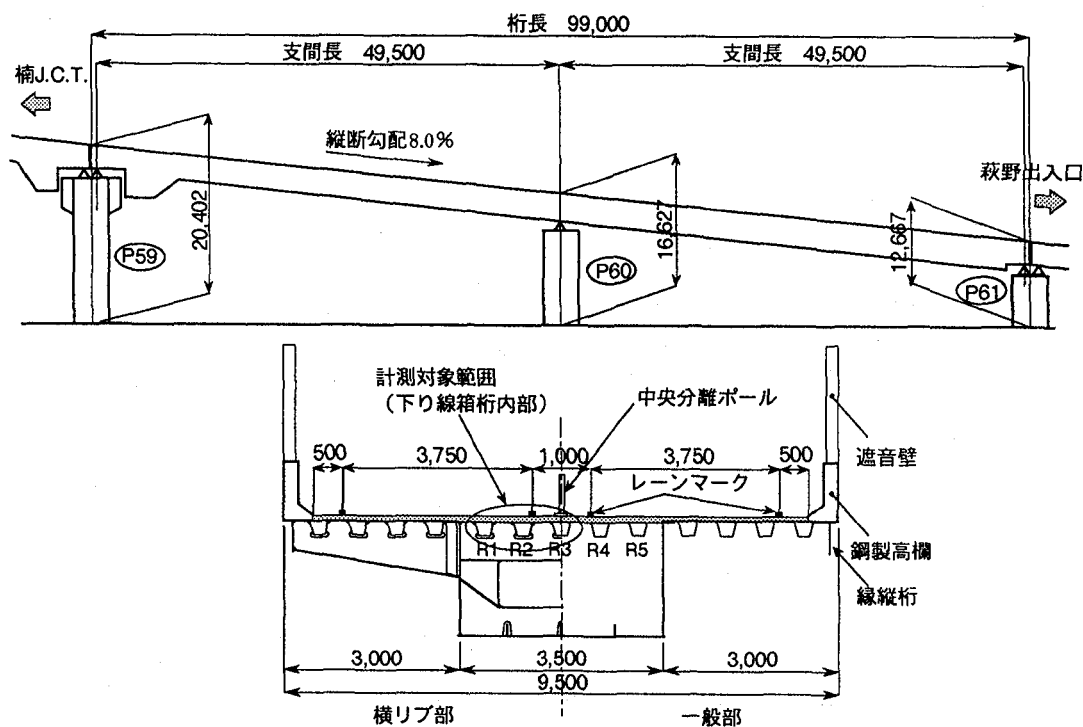


図-2 対象橋梁

の妥当性を検証した。さらに、鋼床版のたわみや応力に及ぼす影響が大きいと考えられる縦リブの現場溶接継手の突合せ溶接部、デッキプレートと縦リブとのすみ肉溶接部に仮想き裂を導入した種々のモデルを用いて有限要素解析を行ない、疲労き裂が鋼床版のたわみおよび応力に及ぼす影響を明らかにした。

2. 対象橋梁および計測方法⁷⁾

対象橋梁は、図-2 に示す名古屋高速道路の暫定開通区間の出入路に用いられた2径間連続の鋼床版箱桁橋で、桁長99m(49.5m+49.5m)、主桁ウェブ間隔3.5m、横リブ間隔2.5mである。鋼床版のデッキプレート厚は12mm、縦リブには、320×240×6mmのトラフリブが用いられている。アスファルト舗装は、基層がグースアスファルト、表層が改質アスコンであり、舗装厚は80mmである。なお、舗装厚は一様に80mmではなく、場所によっては100mm～120mmとなっている。この橋は、改築を想定して桁端部が切欠き構造となっていることや、縦断勾配が8%であることを除けば、鋼床版としては標準的な諸元を有する。

図-3 に示すように箱桁内部から、変位計によってデッキプレートの鉛直たわみを、1軸ゲージによって縦リブ下面の橋軸方向応力を、2軸ゲージによってデッキプレートの橋軸方向と橋軸直角方向の応力を計測した。荷重車には、図-4 に示す総重量22.2tonf、前軸重が6.2tonf、後輪の前軸と後軸がそれぞれ8.0tonfの3軸トラックを用いた。また、荷重として、図-5 に示す位置に前輪あるいは後輪を載荷した。静的載荷試験は、冬期(11月)の昼間に行な

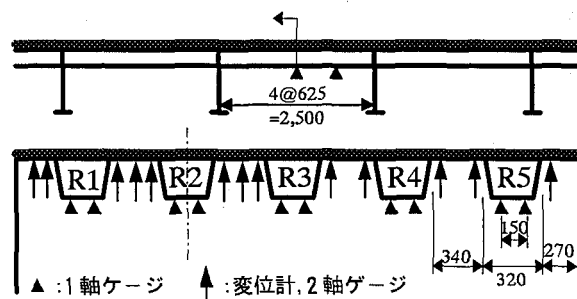


図-3 測定位置

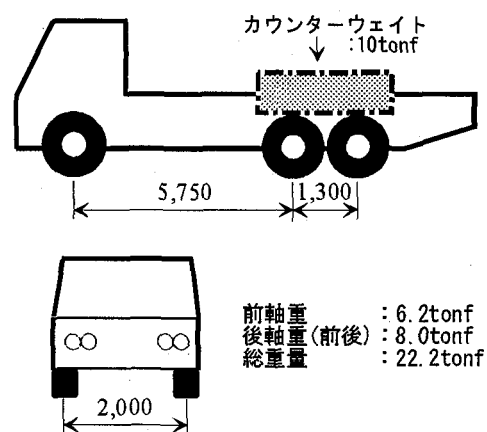


図-4 荷重車の諸元

っており、計測時のデッキプレート下面の温度は、14℃であった。

たわみおよび応力の計測は、まず仮想き裂を導入する前に行ない、つぎに、図-6 に示す順序で、縦リブ支間中

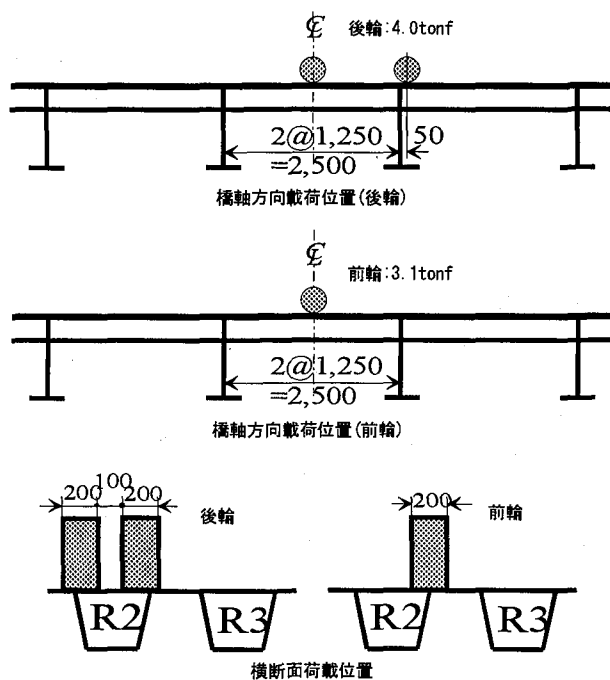


図-5 荷重車の載荷位置

中央にガス切断によってき裂を導入し、荷重車1台を静的に載荷することにより行なった。なお、計測は、①縦リブ全面を切断した状態、と②さらに縦リブとデッキプレートのすみ肉溶接を両側に265mmずつ切断した状態、で行なった。

縦リブの現場溶接継手の位置は、曲げ応力度の大きい縦リブ支間中央は避け、作業性も考慮して支間の1/4点とすることが一般的である。本研究では、疲労き裂が縦リブに生じると、鋼床版の機能に及ぼす影響がより大きくなると考えられる輪荷重直下の縦リブ支間中央にき裂を想定した。

3. 解析結果と実測結果の比較

3.1 解析モデル

解析モデルは、縦リブとデッキプレートの連続性を考慮して図-7に示すように、横リブに挟まれる縦リブ3支間分とした。拘束条件としては、主桁取付け位置で全自由度を拘束し、パネル端部で橋軸方向に拘束した。また、デッキプレート、縦リブ、横リブの板厚および寸法は実橋に基づき決定し、それぞれ4節点シェル要素を用いた。モデルの要素分割図を図-7に示す。要素の大きさは、荷重の載荷位置で、5.0cm×8.5cmとした。

載荷荷重およびその載荷位置は、図-5に示したとおりである。解析モデルには、後輪荷重4.0tonfを20cm×20cm×2(ダブルタイヤ、中心間隔:30cm)あるいは前輪荷重3.1tonfを20cm×20cmに等分布荷重として載荷した。後輪荷重の載荷位置は、R2の直上(載荷位置①)、R1側のR2リブとデッキプレートの交差部(載荷位置②)、あるいはR1リブとR2リブ間の中央(載荷位置③)の3種類である。前輪荷重については、R3側のR2リブとデッキプレート

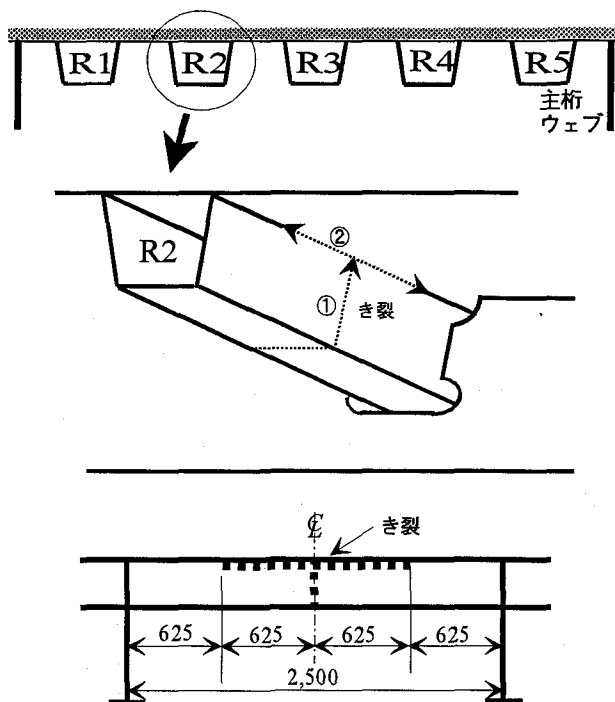


図-6 仮想き裂の導入位置

の交差部のみに載荷した。

計測結果から、アスファルト舗装の剛性が実測結果に影響を及ぼしていると考えられた。そこで、舗装剛性をデッキプレート厚の増加と考え、デッキプレートの板厚を12,20,24,28,32mmと変化させた5種類のモデルについて解析を行なった。実測結果と解析結果を比較する場合は、この舗装剛性を考慮した解析結果と比較することとした。

また、仮想き裂を導入した解析は、図-8に示す7種類について行なった。すなわち、①き裂導入前、②モデルa: R2リブの下面切断、③モデルb: さらにR2リブの側面1/2を切断、④モデルc: R2リブの全面を切断、⑤モデルd: R2リブの縦リブ全面とデッキプレートのすみ肉溶接を両側に625mm切断したモデル、⑥モデルe: R2と、それに隣接するR1リブの全面も切断、および、⑦モデルf: R2, R1およびR3リブの全面を切断、したモデルである。解析は、すべて汎用有限要素解析プログラム「MARC」を用いて行なった⁸⁾。仮想き裂は、その位置に新たに0.25mm離れた節点を設けることで導入した。

モデルdでは、シェル要素のみを用いると、縦リブがデッキプレートを通るような変形挙動を示した。実際は、縦リブではデッキプレートの下面に接触して、力を伝達する。そこで、縦リブとデッキプレートのすみ肉溶接を切断した部分に相当する節点に「MARC」の接触要素を用い⁸⁾、縦リブとデッキプレートとの相対距離が0.25mm以下にならないような条件下で、有限要素解析を行なった。この接触要素を用いて解析を行なった結果、縦リブはデッキプレートと0.25mmの距離を保って、縦リブの側面が横に開くような挙動を示した。

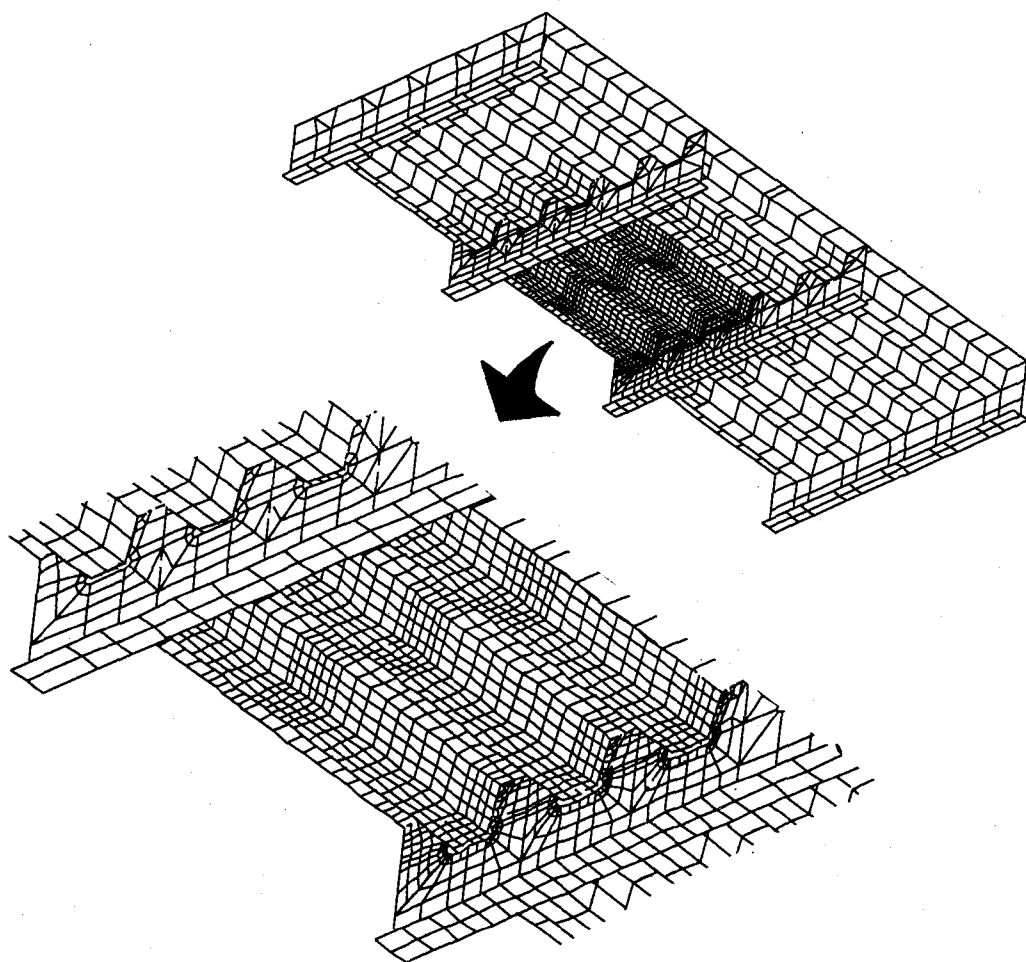


図-7 要素分割図

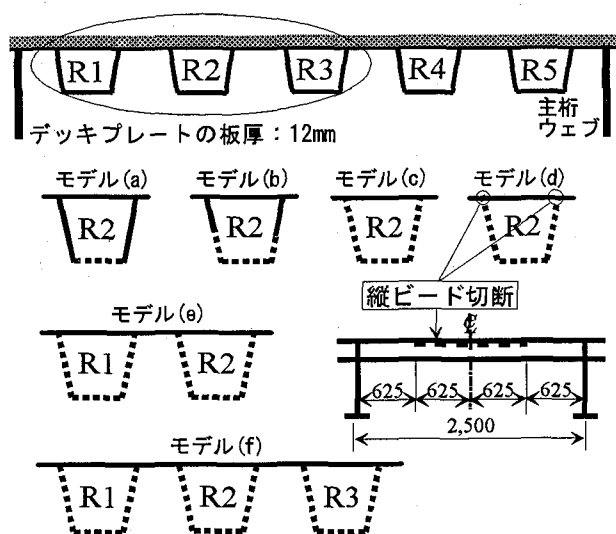


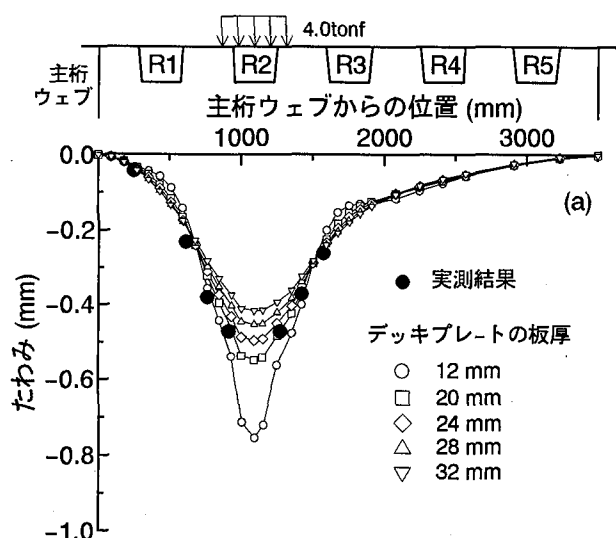
図-8 き裂の導入モデル

3.2 解析結果と実測結果の比較

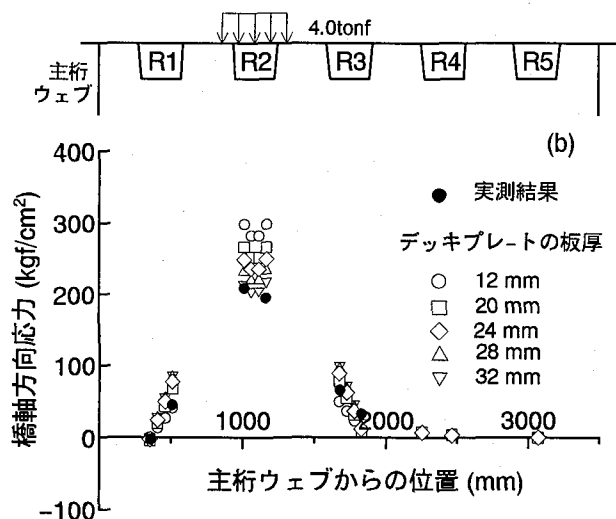
まず、仮想き裂を導入しない場合の解析結果を示す。
図-9に、後輪をR2リブ直上に載荷した場合の実測値とデ

ッキプレートの板厚を変えた解析結果を比較して示す。
図の横軸は主桁ウェブからの距離を示しており、縦軸はそれぞれ縦リブ支間中央での、a)デッキプレートの鉛直たわみ、b)縦リブ下面の橋軸方向の応力、c)デッキプレートの橋軸直角方向の応力、を示している。デッキプレートの鉛直たわみでは、舗装剛性を考えない、すなわちデッキプレートの板厚を12mmとしたときの解析値は実測値よりかなり大きくなっている。板厚を20、24mmと大きくするにしたがって、解析値は実測値に近づいており、板厚が24mmのときには実測値とほぼ一致している。縦リブ下面の橋軸方向の応力についても、やはりデッキプレートの板厚を大きくするにしたがって実測値に近づいている。R2リブ直下では、板厚が32mmの場合に最も実測値と一致しており、R1およびR3リブの位置では板厚が24mmの場合に良く一致している。デッキプレート下面の橋軸直角方向の応力については、実測応力が最大となるR2リブ直下で、板厚32mmの解析結果が実測値に近い値となった。

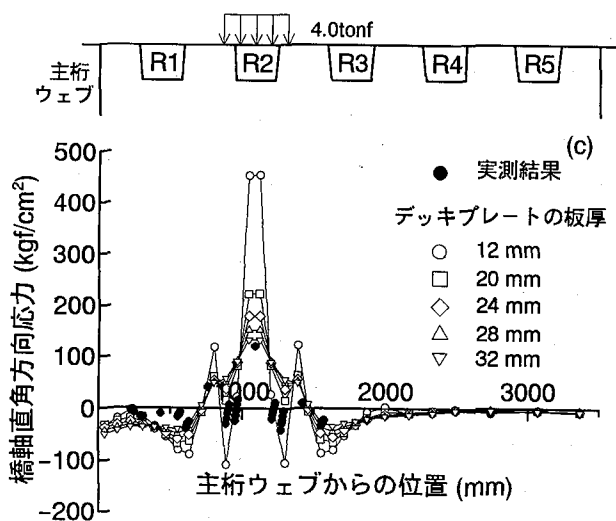
図-10は、図-9に示した実測値の最大たわみおよび最大応力と、デッキプレートの板厚を変えた解析値を比較し



(a) デッキプレートのたわみ



(b) 縦リブ下面の橋軸方向応力



(c) デッキプレートの橋軸直角方向応力

図-9 デッキプレート厚を変えた場合の解析値と実測値の比較

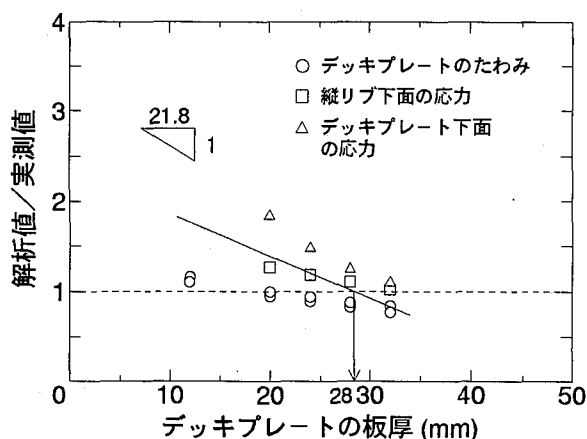


図-10 デッキプレートの換算板厚

たものである。図の縦軸は、解析結果を実測値で除して算出した比であり、横軸はデッキプレートの板厚を示している。また、図中の実線は、デッキプレートの板厚に対する(解析値/実測値)の回帰直線である。(解析値/実測値)が1になるのは、デッキプレートの板厚が28mmのときである。すなわち、解析モデルのデッキプレート厚を28mmとすることで、計測時のアスファルト舗装の剛性を最も良く解析に取り入れることができると考えられる。

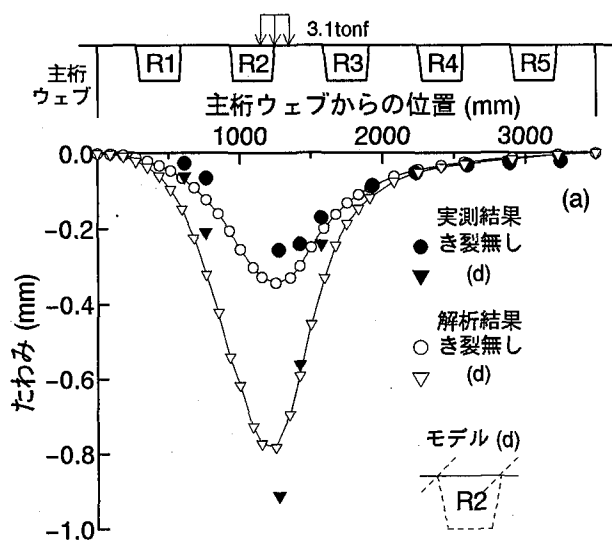
つぎに、縦リブに仮想き裂を導入したモデルを解析し実測結果と比較した。実測は、前輪3.1tonfをR2リブの片側のウェブ直上に載荷したケースで行なった。実測値と解析値の比較は、①縦リブにき裂を導入する前のモデル、および②R2リブの全断面および縦リブとデッキプレートのすみ肉溶接を一部切断したモデル、の2種類について行なった。まず、図-11(a)に示すデッキプレートの鉛直たわみでは、両モデルとも、解析値は実測値に近い値となっている。図-11(b)に示す縦リブ下面の橋軸方向の応力では、き裂を導入する前は、載荷直下の解析値が260kgf/cm²であるのに対し、実測値では130kgf/cm²と小さくなっている。これ以外の位置では、縦リブのき裂の有無によらず実測値と解析値は良く一致している。図-11(c)に示すデッキプレートの橋軸直角方向の応力については、いずれのモデルも、解析値は実測値の傾向を良く表わしている。

本解析の仮想き裂を導入したモデルは、実際にき裂を有する鋼床版のたわみおよび応力の実測値に比較的一致していることから、このようなモデルを用いて疲労損傷が鋼床版のたわみおよび応力に及ぼす影響について検討することが可能であると考えられる。

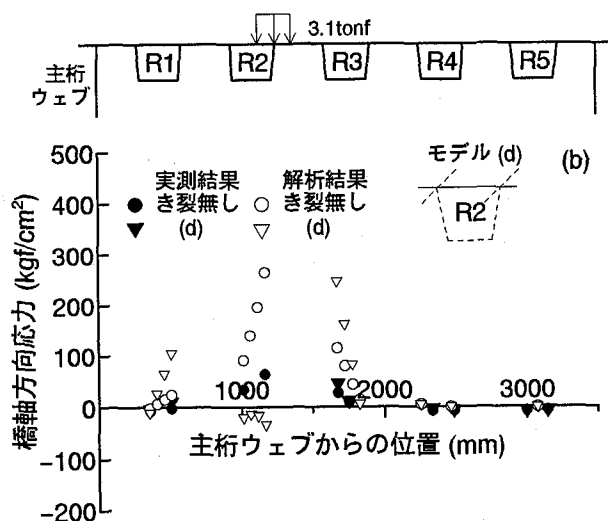
4. 縦リブのき裂が鋼床版のたわみと応力に及ぼす影響

前節で示した解析では、冬期(11月)に行なわれた実測値と比較するため、アスファルト舗装の剛性をデッキプレートの板厚に換算し、デッキプレートの板厚を28mmとして解析した。

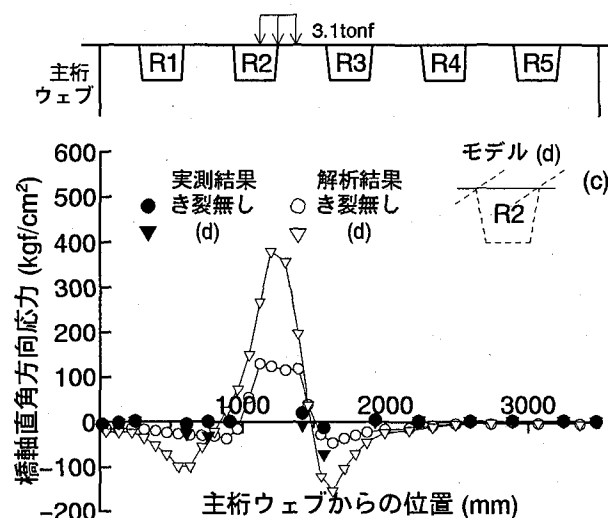
ここでは、夏期の舗装を有する鋼床版のたわみおよび



(a) デッキプレートのたわみ



(b) 縦リブ下面の橋軸方向応力



(c) デッキプレートの橋軸直角方向応力

図-11 実測値と解析値の比較

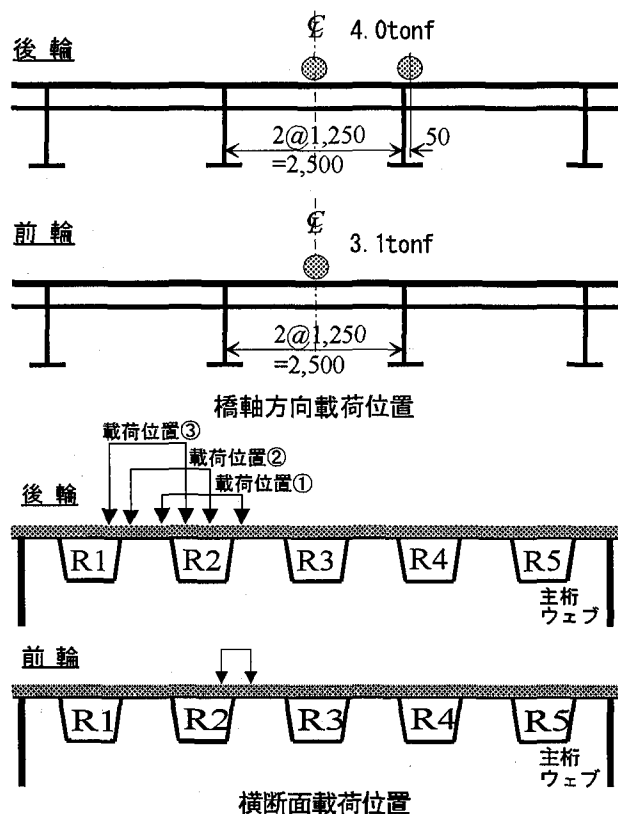


図-12 荷重の載荷位置

応力は、舗装が無い場合と同程度であることが確かめられていることから⁷⁾、デッキプレート厚を 12mm として夏期を想定した解析を行なった。

有限要素解析は、図-12 に示す R2 リブの中央(載荷位置①)、R1 側の R2 リブとデッキプレートの溶接部(載荷位置②)、R1 リブと R2 リブの中央(載荷位置③)の 3 種類の位置に後輪荷重を載荷することで行なった。

図-2 に示したように、R3 リブ直上に中央分離ポールが取り付けられていることから、実際に車両が走行可能な位置で、デッキプレートのたわみが最も大きくなる R2 リブ付近に後輪荷重を載荷した。

4.1 デッキプレートの鉛直たわみ

鋼床版のたわみの増加に伴い、舗装表面には縦リブの腹板上などで引張りずみが発生し、特に低温時に舗装が硬化している時には、舗装表面にひび割れが生じやすい。したがって、疲労き裂の発生・進展に伴って縦リブの腹板上の曲率半径が小さくならないことと、縦リブ間に生じるたわみを小さくすることが舗装に損傷を誘発させないために重要である⁹⁾。ここでは、冬期よりもたわみが大きくなる夏期のデッキプレートの鉛直たわみについて着目した。

載荷位置①、②あるいは③に後輪荷重を載荷した場合のデッキプレートのたわみの分布を図-13 に示す。いずれの載荷位置においてもデッキプレートのたわみは、荷重載荷位置の近傍で生じており、この範囲以外でのたわみは小さい。また、載荷位置によらずモデル d のたわみが最も大きく、そのピーク値は載荷位置①に載荷した場合

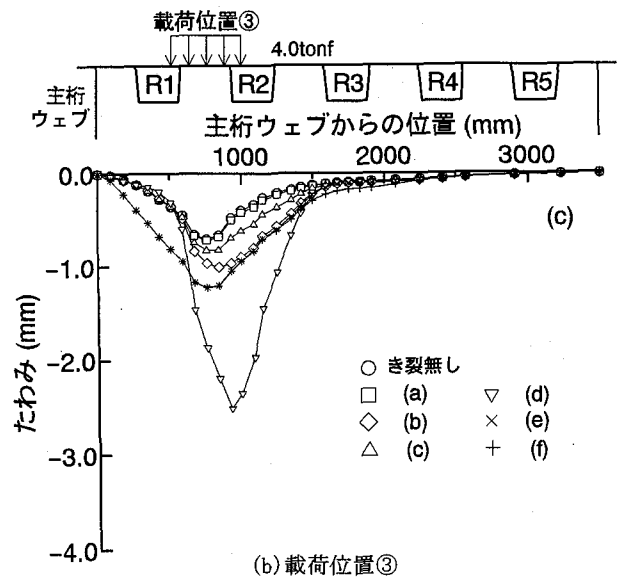
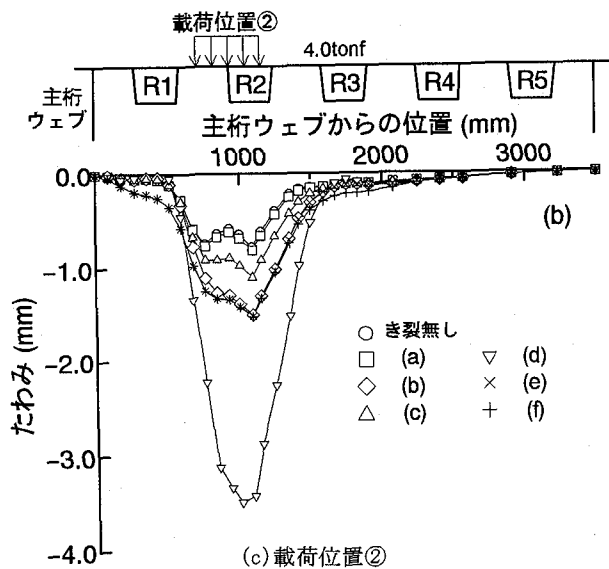
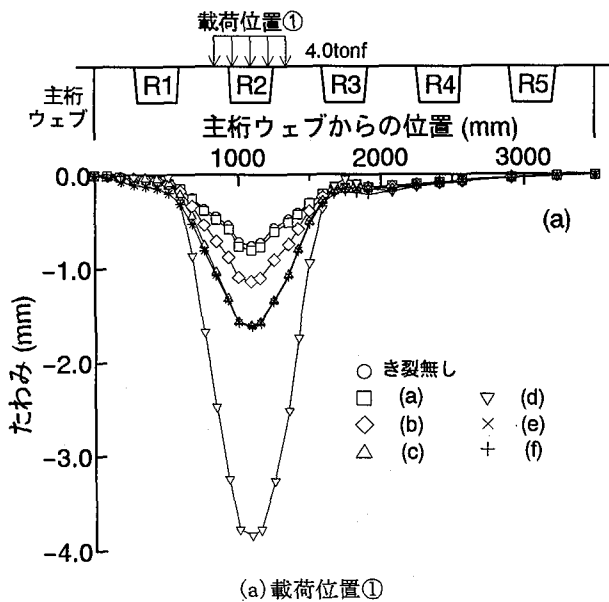


図-13 デッキプレートのたわみ分布

で3.8mmとなっている。これは、モデルe, fの場合、全面が切断された縦リブが片持ち梁としてデッキプレートを支持するような挙動を示すが、モデルdのデッキプレートと縦リブのすみ肉溶接まで切断した部分は、荷重を載荷すると縦リブの側面が横に開く挙動を示し、その部分の縦リブの剛性がほとんど無くなるためである。

一方、荷荷位置③に載荷したモデルdについては、2.6mmのたわみが生じており、荷荷位置①、②に載荷したケースに比べて小さい。荷重の荷荷位置によらず、モデルeとモデルfのたわみの値は同程度となっている。

道路橋示方書の鋼床版のたわみ制限規定では、デッキプレートのたわみを縦リブ間隔の1/500以下に制限することとしている¹⁰⁾。ここでは、この制限規定に基づいて各モデルのデッキプレートのたわみが舗装に及ぼす影響の有無について検討する。

モデルdについては、R2リブの全面にき裂が導入され

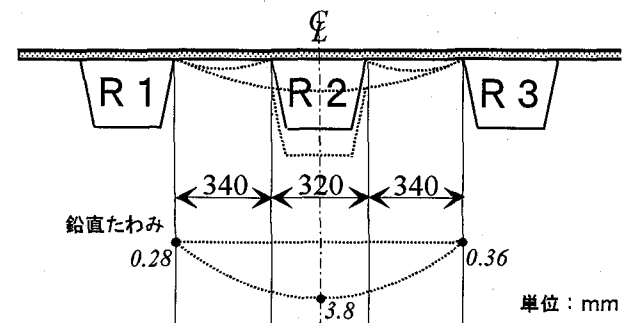
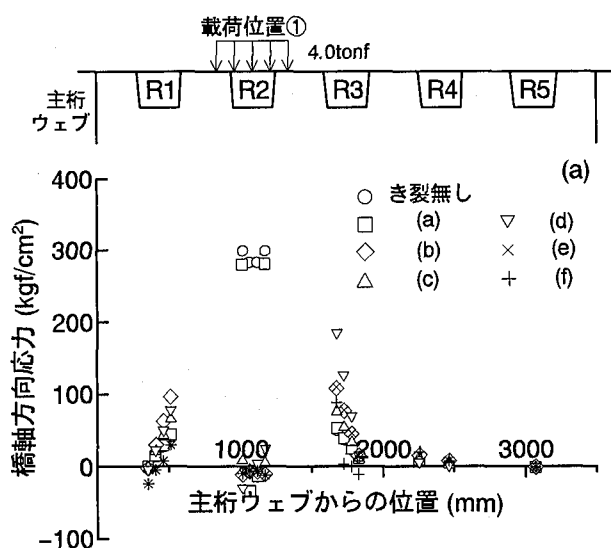
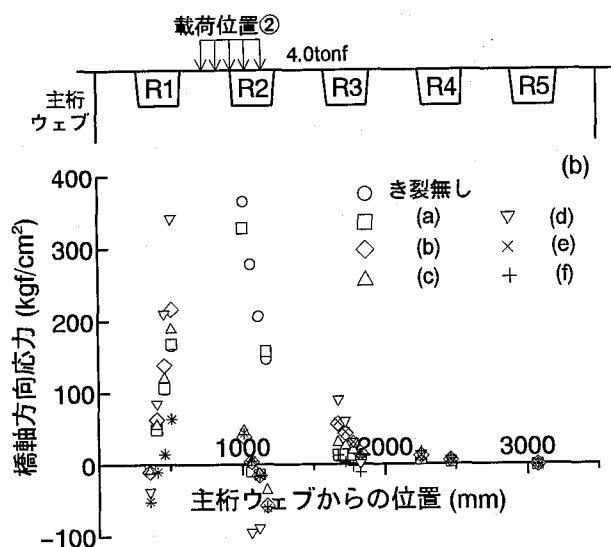


図-14 縦リブ間のデッキプレートのたわみ

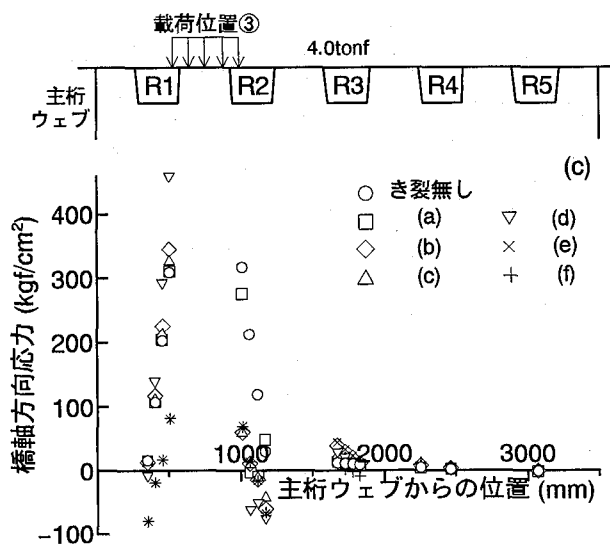
ているため、縦リブ間隔をR1とR3の間隔、すなわち(340+320+340=1,000)mmと考え、道路橋示方書のたわみ制限規定と比較することとした。荷荷位置①に載荷した場合は、図-14に示すように、 $\{3.8-(0.28+0.36)/2\}/1,000 \approx 1/290$ となり、規定値の1/500を満足していない。また、



(a) 荷重位置①



(b) 荷重位置②



(c) 荷重位置③

図-15 縦リブ下面の橋軸方向応力

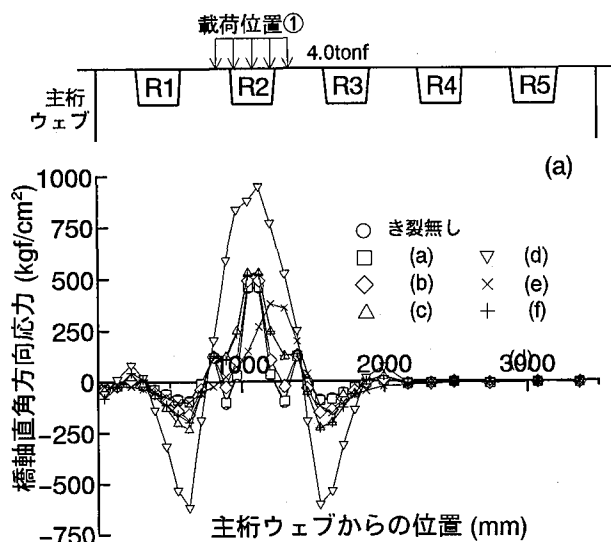
荷重位置③に荷重した場合についても、 $\{2.5-(0.19+0.42)/2\}/1,000 \approx 1/460$ となり、たわみ制限規定を満足しない。一方、これらのモデルの次に最大たわみが大きい荷重位置①に荷重したモデル f の最大たわみ 1.6mm の場合には、 $\{1.6-(0.30+0.31)/2\}/1,000 \approx 1/770$ となり、たわみ制限規定を十分に満足している。このように、モデル d 以外の仮想き裂を導入したモデルは、鋼床版のたわみ制限規定を満足する。鋼床版のたわみ制限規定を満足すれば、アスファルト舗装のひび割れが生じないものとして考えると、疲労き裂が縦リブとデッキプレートのすみ肉溶接を進展しない限り、舗装にひび割れなど悪影響が生じる可能性は小さいと考えられる。

4.2 縦リブ下面の橋軸方向の応力

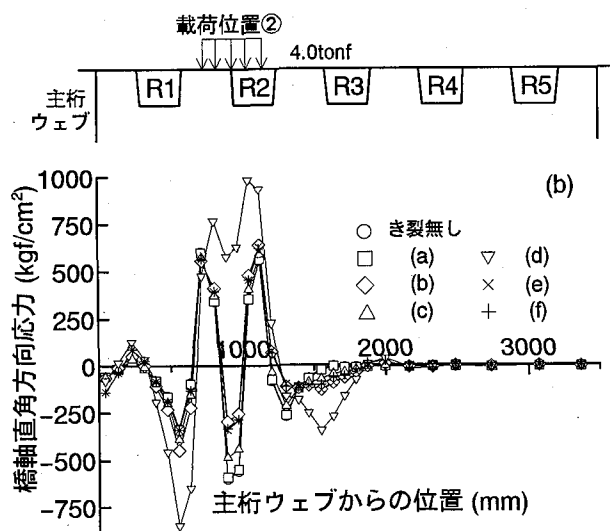
図-15 に、荷重位置①～③に荷重した場合の縦リブ下面の橋軸方向応力の解析結果を示す。荷重位置によらず、き裂無しモデルとモデル a の応力は同程度となっている。

また、いずれの荷重位置に荷重を載荷した場合も、モデル e とモデル f の応力値はほぼ一致している。荷重位置①に荷重した場合、R2 リブの両側に位置する R1 と R3 のリブ下面の応力は、モデルによらず同程度となっているが、荷重位置②、③に荷重した場合については、R1 リブの下面応力が R3 リブの 4～9 倍程度生じている。荷重荷重位置から離れている R4 リブおよび R5 リブについては、ほとんど応力は生じていない。この傾向は、いずれの荷重位置についても同様である。

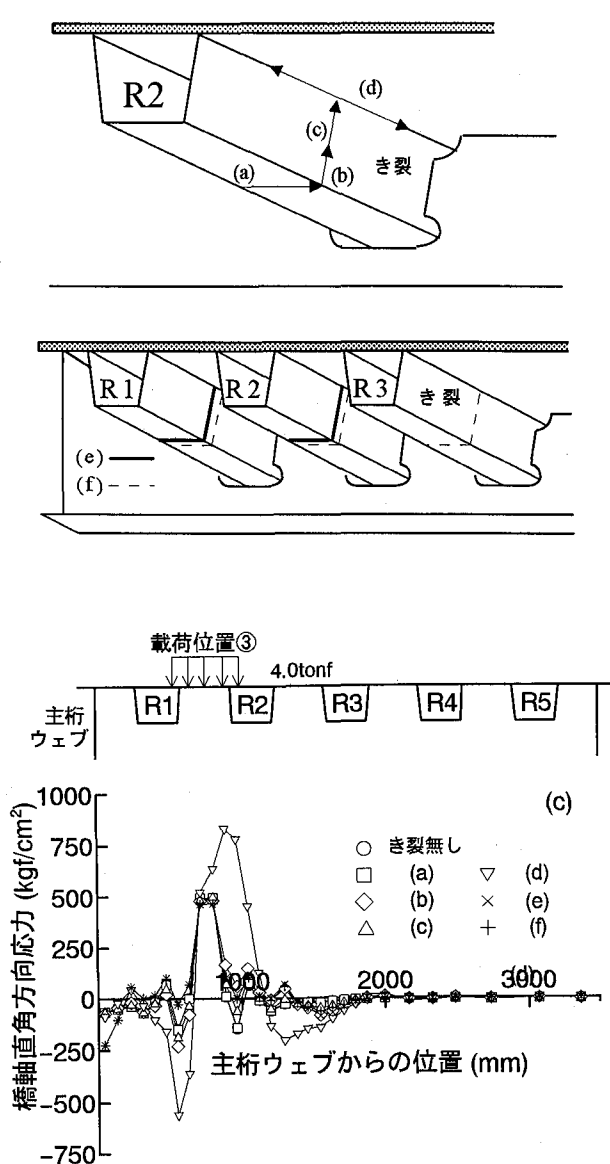
ここで、縦リブに仮想き裂を導入した場合に、隣接するリブに及ぼす影響を、疲労の観点から検討する。まず、前述の解析から、隣接するリブに発生する応力を応力範囲として考える。この応力範囲を日本鋼構造協会の「鋼構造物の疲労設計指針・同解説」(以降 JSSC 指針と呼ぶ)¹¹⁾ の設計 S-N 線図と比較することで、疲労損傷の発生の有無を検討する。JSSC 指針では、縦リブの裏当て金付きの



(a) 载荷位置①



(c) 载荷位置②



(b) 载荷位置③

図-16 デッキプレート下面の橋軸直角方向応力

突合せ溶接の継手等級を F 等級としている。この継手等級の変動振幅応力下での 2×10^6 回疲労強度は 65MPa(663kgf/cm²)、打ち切り限界は 21MPa(214kgf/cm²)である。

図-15(a)に示す载荷位置①に 4tonf の輪重を载荷した場合に隣接リブに生じる最大応力は、モデル d の R3 リブで約 200kgf/cm² である。载荷位置②の载荷ケースの場合は、モデル d の R1 リブに最大応力が生じており、その値は 350kgf/cm² である。また、モデル d の次に大きな最大応力が発生するモデル b については、約 220kgf/cm² である。図-15(c)に示すように、载荷位置③の载荷ケースでは、モデル d の場合の R1 リブで約 450kgf/cm² の最大応力が生じている。

これらはいずれも 4tonf の輪重を载荷した場合である。実働荷重の計測結果から計算される 3 乗平均輪重も、一般に 4~5tonf 程度となり、このような輪重によって発生

する応力は、最大でも 300~400kgf/cm² と考えられる。この応力範囲から、JSSC 指針の F 等級を用いて疲労寿命を算出すると、 $9 \times 10^6 \sim 2 \times 10^7$ 回となり、疲労き裂が発生する可能性は小さいと言える。

4.3 デッキプレートの橋軸直角方向の応力

図-16 にデッキプレートの橋軸直角方向の応力を示す。载荷位置によらず、モデル d を除いて、最大引張応力は同程度となっており、4tonf の輪重载荷で 500kgf/cm² 程度である。また、モデル d では最大引張応力が他のモデルと比べて最も大きく、その値は 1,000kgf/cm² となっている。

ここで、縦リブとデッキプレートの溶接部の疲労寿命について検討する。縦リブとデッキプレートの溶接継手部を、溶接止端非仕上げの荷重非伝達型の十字溶接継手として考えると、JSSC 指針の E 等級となる。なお、この継手等級の変動振幅応力下での 2×10^6 回疲労強度は 80MPa(816kgf/cm²) で、打ち切り限界は 29MPa(296kgf/cm²)

である。

モデル d を除くモデルでは、4.2 節と同様に、応力範囲を 500kgf/cm^2 として考えると、疲労寿命は約 5×10^6 回となることから、デッキプレートに橋軸方向の疲労損傷が発生する可能性が小さいと考えられる。一方、モデル d では、応力範囲が $1,000\text{kgf/cm}^2$ であることから、疲労寿命は 6×10^5 回程度となり、疲労寿命が短くなる。

6. まとめ

本研究では、撤去される鋼床版箱桁橋の縦リブに仮想き裂を導入し、その前後において、現場計測を行なった。また、縦リブの下面および側面、さらに鋼床版のデッキプレートとのすみ肉溶接に仮想き裂を導入した実橋モデルについて有限要素解析を行なった。本研究で得られた主な結果を以下に示す。

(1) デッキプレートのたわみは、荷重載荷位置の近傍以外ではほとんど生じない。

(2) 鋼床版の鉛直たわみ、縦リブ下面の橋軸方向の応力、およびデッキプレートの橋軸直角方向の応力は、縦リブ全断面に仮想き裂を導入しても、それほど増加しない。しかし、縦リブとデッキプレートのすみ肉溶接を一部切断すると、これらの値は大きくなる。

(3) 縦リブとデッキプレートのすみ肉溶接が切断されるような状態にならない限り、縦リブに疲労損傷が生じて、舗装のひび割れや隣接リブに疲労損傷が生じる可能性は小さい。

(4) 縦リブとデッキプレートのすみ肉溶接に疲労き裂が進展すると、デッキプレートの橋軸方向に疲労損傷が発生する可能性が出てくる。

(5) デッキプレート下面の橋軸直角方向の応力は、荷重載荷位置の直下近傍のみが高くなる。

謝 辞

本研究を遂行するにあたって、名古屋高速道路公社の岡本真悟氏、東骨・川鉄建設工事共同企業体の岡田康一氏、(株)横河ブリッジの坂井渉氏、永田考氏、(株)東京測器研究所の小澤信之氏には、多大なご協力を頂いた。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会：鋼床版の疲労，1990.
- 2) 国広哲男，藤原稔，武田亘弘：鋼床版隅肉溶接部の疲労試験結果，土木技術資料 16-2，1974.
- 3) 藤原稔，村越潤，小田訓男，滝沢晃：鋼床版縦リブと横リブの交差部の疲労強度に関する検討，土木学会年次学術講演会講演概要集，I-184，1988.
- 4) 長谷川和正，近藤明雅，山田健太郎，石崎浩：箱桁鋼床版の疲労照査，構造工学論文集，Vol.35A，pp.929-938，1989.
- 5) 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，土木学会報告集，No.340，pp.49-57，1983.
- 6) 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，pp.127-137，1995.
- 7) 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研究，報告書，1995.10.
- 8) MARC 社：汎用有限要素解析プログラム MARC マニュアル，1992.
- 9) 多田宏行：鋼床版舗装の設計と施工，鹿島出版会，1990.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ 鋼橋編，1990.
- 11) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，1993.

(1995 年 9 月 18 日受付)