

既設鋼道路橋における疲労損傷の調査・診断・対策技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（理事長特別枠）

研究期間：平 21～平 25

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：村越潤，高橋実，平野秀一，木ノ本剛，
澤田守，原田英明，小池光裕

【要旨】

我が国の鋼道路橋は約 5 万 8 千橋（橋長 15m 以上）を数えるが，近年，重交通路線に位置する橋梁や長期供用された橋梁等において，疲労損傷事例が顕在化しつつある．鋼道路橋の疲労損傷については，交通条件，構造条件，溶接品質等により損傷傾向，原因及び対策方法が異なる場合が多く，これらの事例に対する調査・診断・対策技術の体系化を図ることが重要と考えられる．本研究では，鋼道路橋における疲労損傷の発生傾向，各種要因との関連性について既存事例に基づく実態分析を行うとともに，具体的な事例について実験・解析的検討を行い，調査・診断・対策技術に関する知見を現場で活用できる技術資料としてとりまとめることを目的としている．

キーワード：鋼道路橋，疲労亀裂，鋼床版，疲労耐久性照査手法

1. はじめに

近年，重交通路線に位置する橋梁や長期供用された橋梁等において，重大な疲労損傷事例が顕在化しつつある．鋼道路橋の疲労損傷については，交通条件，構造条件，溶接品質等により損傷傾向，原因及び対策方法が異なる場合が多く，これらの事例に対する調査・診断・対策技術の体系化を図ることが重要と考えられる．本研究では，鋼道路橋における疲労損傷の発生傾向，各種要因との関連性について既存事例に基づく実態分析を行うとともに，具体的な事例について実験・解析的検討を行い，調査・診断・対策技術に関する知見を現場で活用できる技術資料としてとりまとめることを目的としている．点検結果を用いた鋼橋の損傷実態の分析，鋼床版の疲労亀裂を対象とした非破壊調査技術と対策技術の提案，及び鋼 I 桁橋を対象とした疲労耐久性の評価手法の検討を行った．

2. 鋼道路橋における疲労損傷分析

2.1 定期点検結果を用いた損傷実態の分析

平成 15 年度から平成 19 年度に国土交通省で実施された定期点検において，亀裂が確認されている鋼橋を対象に，定期点検結果や橋梁カルテを収集し，亀裂の発生部位・発生数を整理することで，損傷実態の分析を行った．なお，点検は「橋梁定期点検要領（案）」²⁻¹⁾（平成 16 年 3 月，道路局国道・防災課）あるいは「橋梁点検要領（案）」²⁻²⁾（昭和 63 年 7 月，土木研究所）に従って実施されたものである．

図-2.1 に，定期点検の結果から損傷もしくはその疑いのある橋梁について，形式毎に整理した結果を示す．亀裂を有する橋梁の内，鋼 I 桁・箱桁橋が 88%と最も多く，次いで鋼床版橋の 5%となっている．

図-2.2 に，鋼 I 桁橋での疲労損傷事例を示す．(a)は，主桁と横桁の取合い部に生じた亀裂であり，横桁の下フランジが主桁ウェブを貫通する形式の溶接部から発生し，主桁ウェブに進展したものである．(b)は，支点上のソールプレートと主桁との溶接部から発生し，主桁ウェブに進展するタイプの亀裂である．いずれも，亀裂が進展すると主桁が破断し，致命的な状態に至るおそれがある損傷である．

図-2.3 に鋼 I 桁橋・鋼箱桁橋の場合，図-2.4 に鋼床版橋の場合について，それぞれ確認された亀裂事例の発生部位をまとめる．

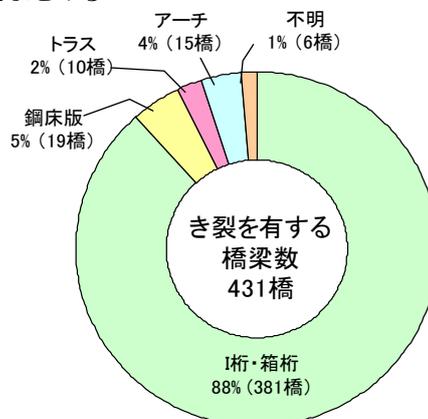


図-2.1 点検結果における橋梁形式毎の亀裂発生橋梁数



(a) 主桁と横桁の溶接部（主桁ウェブに進展）



(b) ソールプレート溶接部（主桁ウェブに進展）

図-2.2 疲労損傷事例

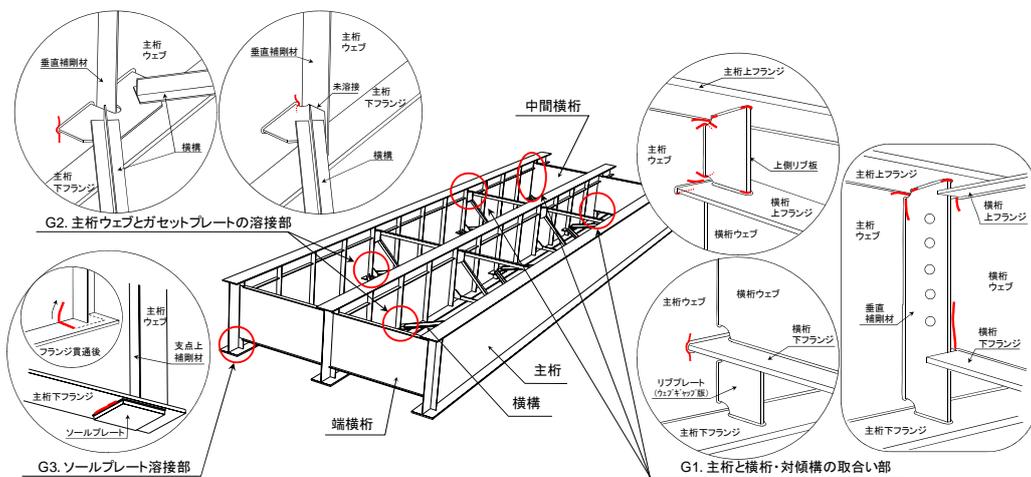


図-2.3 鋼 I 桁橋・鋼箱桁橋の亀裂の事例

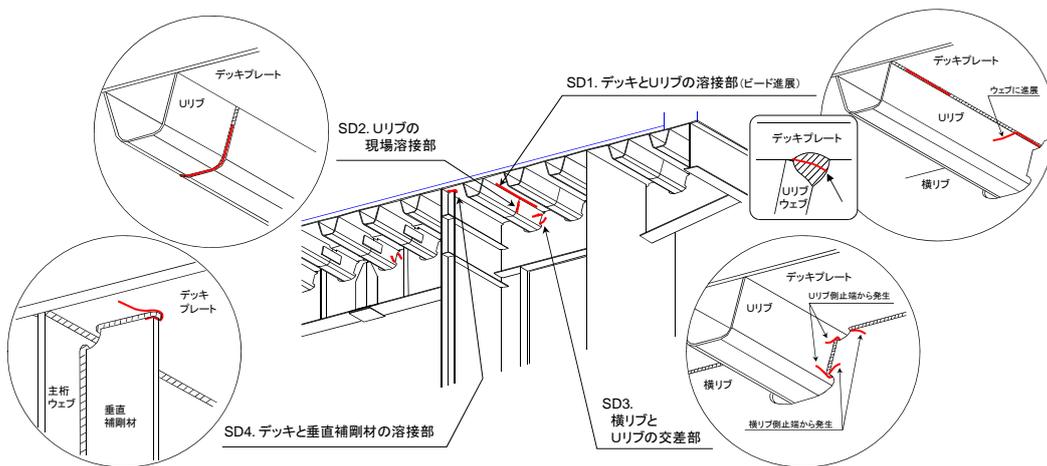


図-2.4 鋼床版橋の亀裂の事例

2.2 点検・詳細調査の情報に基づく亀裂の発生傾向分析

ここでは、一地方整備局における平成 15 年度から平成 19 年度に実施された定期点検結果に関する資料（亀裂発生橋梁 153 橋、亀裂発生なし橋梁 844 橋）を基に、主な亀裂に対して供用年数や累積大型車交通量に対する発生

傾向の分析を行った。

2.2.1 鋼橋全体の亀裂の発生傾向

定期点検において、亀裂が確認されている橋梁 153 橋の内、緊急も含め対応が必要な橋梁が 129 橋（鋼上部工の径間数 361 径間）であった。残りの橋梁は、損傷があ

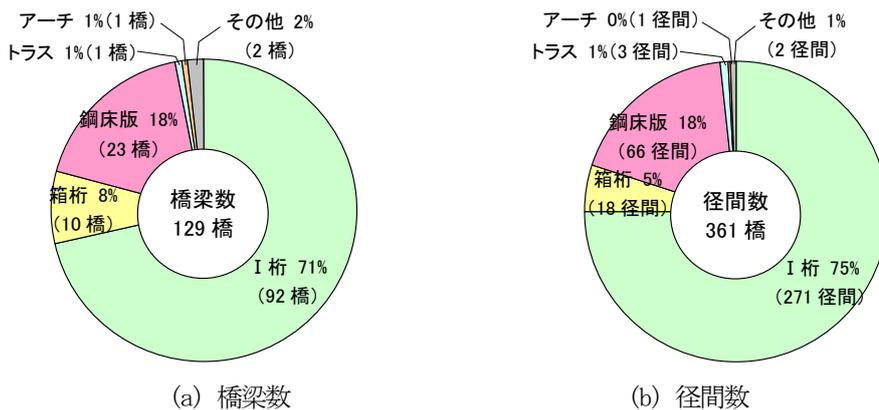


図-2.5 亀裂発生橋梁の橋梁形式別割合

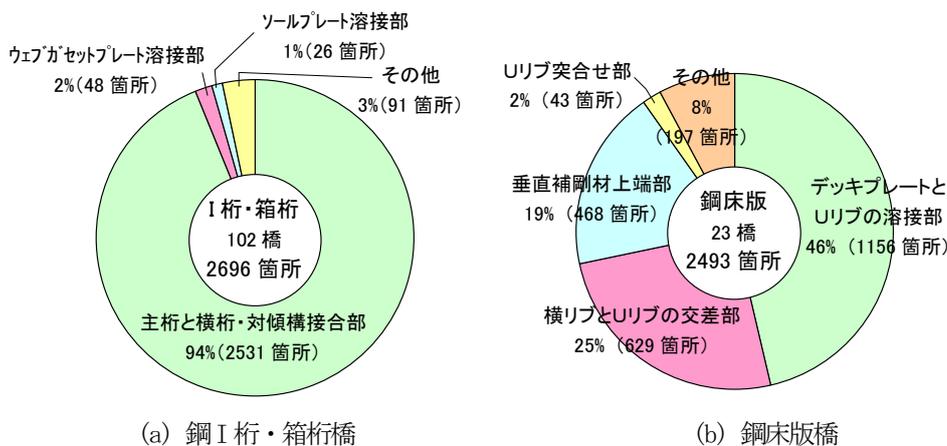
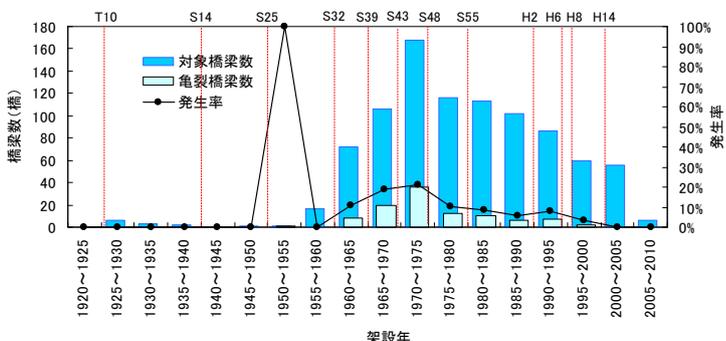
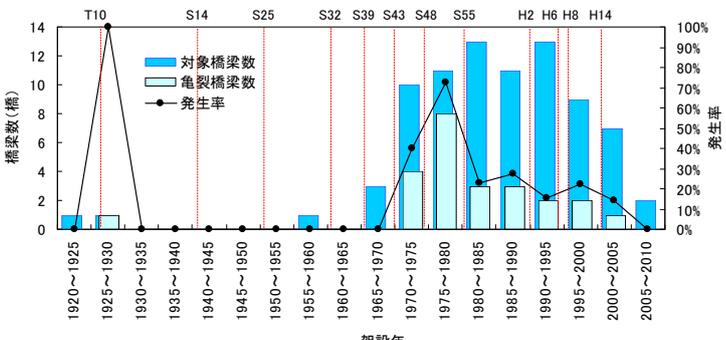


図-2.6 亀裂発生橋梁の橋梁形式別割合



(a) 鋼床版橋以外



(b) 鋼床版橋

図-2.7 架設年次別の亀裂発生橋梁の比率

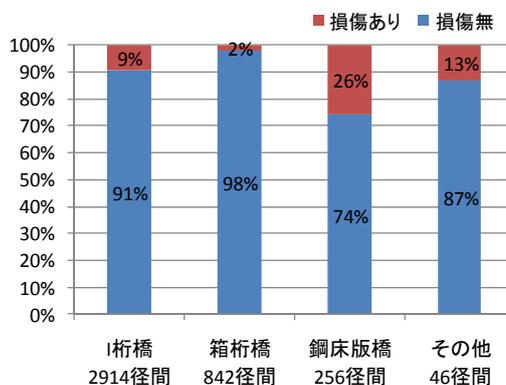


図-2.8 橋梁形式と損傷発生率

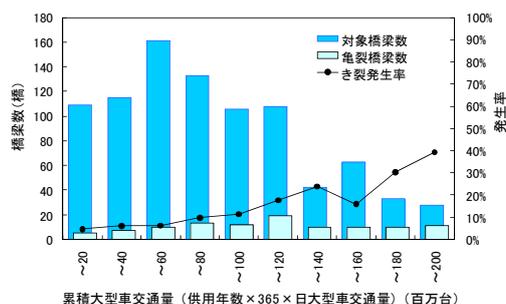


図-2.9 累積大型車交通量と損傷発生率

り補修の必要があるものの、損傷の原因、規模が明確であり、直ちに補修するほどの緊急性はなく、放置しても少なくとも次回の定期点検まで（5年程度以内）に構造物の安全性が著しく損なわれることはないと判断された橋梁である。

図-2.5に、129橋を対象にした亀裂発生率の橋梁形式別割合を示す。橋梁数及び径間数ともに、鋼I桁橋が全体の約7割以上と多くを占めており、次いで鋼床版橋が約2割となっている。

図-2.6に、鋼I桁・箱桁橋と鋼床版橋を対象にした亀裂の発生数の部位別割合を示す。(a)の鋼I桁・箱桁橋では、主桁と横桁・対傾構接合部での亀裂が約95%と最も多く、次いで主桁ウェブとガセットプレート溶接部の亀裂が多い。(b)の鋼床版橋では、デッキプレートとUリブの溶接部の亀裂が46%と最も多く、次いで横リブとUリブの交差部での亀裂が多い。

図-2.7に、亀裂の発生していない橋梁データも含めた、架設年次別の亀裂発生率の比率を示す。(a)は鋼床版橋以外、(b)は鋼床版橋を示している。対象橋梁数に応じて損傷が発生しているが、鋼床版橋での損傷発生率が高い傾向となっており、図-2.8に示す径間数で整理した橋梁形式と損傷発生率の関係からも、鋼床版橋での発生率が26%と他の橋梁形式よりも高い傾向にある。

図-2.9に、累積大型車交通量（平成19年までの供用年数×日大型車交通量×365）と損傷発生率の関係を示す。対象橋梁は60百万台をピークに少なくなるが、損傷発生率は漸増する傾向にある。

2.2.2 鋼床版の詳細調査結果に基づく亀裂の発生傾向

損傷発生率の高い鋼床版に着目して、点検結果及び詳細調査結果に基づき、閉断面縦リブ鋼床版橋梁における疲労損傷の発生傾向と構造諸元、大型車交通量の間接関係を分析した。分析の対象とした閉断面縦リブを有する鋼床版橋梁は、41橋梁、164径間である。

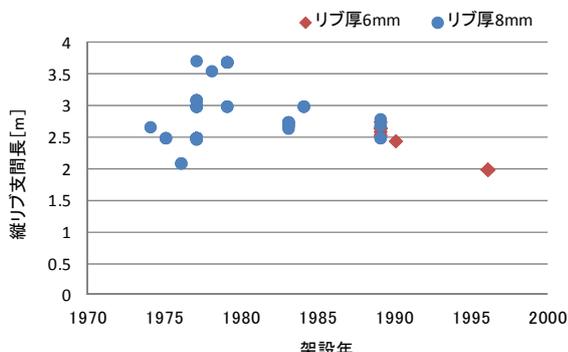


図-2.10 架設年とUリブ支間長及びUリブ厚の関係

なお、橋梁点検結果は平成21年度までの結果であるが、詳細調査結果は平成24年度までに実施された技術相談や現地調査において受領したものであり、橋梁により調査時期が若干異なる。

分析の対象とした損傷は、図-2.6に示したデッキプレートとUリブ溶接部、Uリブの突合せ溶接部、Uリブと横リブ交差部のスリット溶接部、及びデッキプレートと垂直補剛材溶接部の亀裂とした。分析では損傷箇所数を対象箇所数で除した損傷発生率と累積大型車交通量の関係を調べた。なお、累積大型車交通量は平成22年度の交通量センサデータの日大型車交通量に、供用開始から詳細調査もしくは橋梁点検までの経過年数と年間日数(365日)を乗じた値としている。

図-2.10にUリブ支間長と架設年次との関係をUリブ厚別に整理した結果を示す。閉断面縦リブが使用された初期の段階ではUリブ支間長は幅広い範囲に分布しているものの、1980年以降は3.0m以下となっている。

(1) デッキプレートとUリブ溶接部の損傷の傾向

図-2.11にビード貫通亀裂の車線延長あたりの損傷箇所と累積大型車交通量の関係を示す。Uリブ厚6mmに関して、一部で塗膜割れのデータを使用しているが、累積大型車交通量が16百万台程度から増加する傾向がみられる。Uリブ厚8mmに関しては累積大型車交通量に対して明確な傾向はみられない。

(2) Uリブ突合せ溶接部の損傷の傾向

図-2.12にUリブ突合せ溶接の損傷発生率（損傷数/対象箇所数）と累積大型車交通量の関係を示す。ここで、対象箇所数は、現場継手数（ブロック数）×Uリブ本数×2（2溶接継手/箇所）としている。また、Uリブ本数は、断面内のUリブ本数から明らかに車両が通行しない（歩道、地覆等）Uリブ本数を除いている。

Uリブ厚に関わらず累積大型車交通量と損傷発生率の関係に明確な傾向はみられない。また、累積大型車交通

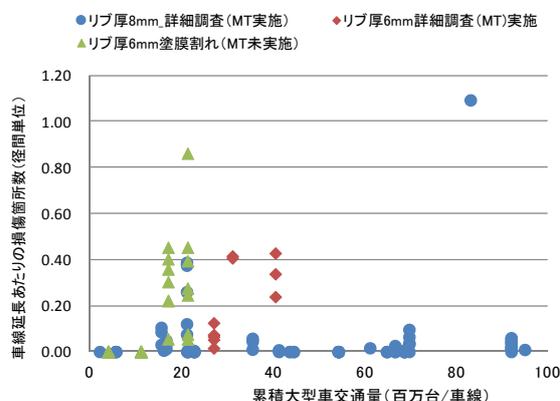


図-2.11 ビード貫通亀裂の損傷発生率と累積大型車交通量との関係

量が同じにも関わらず、損傷発生率が異なる径間が多く、ばらつきが大きいUリブの突合せ溶接は現場溶接であり、Uリブをはめ込み、施工が難しい上向き姿勢での上下進溶接となることから、作業者の技量により部材精度が溶接品質に大きな影響を及ぼしている可能性がある。

(3) Uリブ横リブ交差部のスリット溶接部の損傷の傾向

図-2.13に、Uリブと横リブ交差部のスリット溶接部の損傷発生率と累積大型車交通量との関係を示す。ここで、対象とするのはUリブを連続させるために交差部の横リブウェブに設けたスリット部近傍に発生している損傷である。損傷発生率算出における対象箇所数は、横リブ本数×Uリブ本数×2(2溶接線/箇所)として算出している。

Uリブ厚6mmでは累積大型車交通量の増加ともない損傷発生率が増加する傾向がみられるのに対して、Uリブ厚8mmで累積大型車交通量が多くても損傷が発生していない径間があり明確な傾向はみられない。

鋼床版のFEM解析から、輪荷重の載荷位置にもよるが、Uリブと横リブ交差部の応力性状にはUリブ支間長が影響し、Uリブウェブ上に輪荷重の中心が載荷される場合、Uリブ支間長が2mから3mに変化すると、交差部のUリブ

側の発生応力は1.5倍程度上昇することが確認されている。そこで、累積大型車交通量に関して2.5千万台以下、5千万台以下、5千万台以上(日大型車交通量2,000台の場合、約69年で累積大型車交通量5千万台)の3ケースに分類し、Uリブ支間長と損傷発生率の関係を整理した結果を図-2.14に示す。Uリブ厚6mmに関しては、Uリブ支間長が2.5mmの損傷発生率が高いものの、累積大型車交通量が異なるため、Uリブ支間長の影響が否かは明確でない。一方、Uリブ厚8mmに関しては、Uリブ支間長と損傷発生率との間に明確な関連はみられない。このようなばらつきの一因として、図-2.15に示すように古い鋼床版橋梁では、Uリブを連続させるために横リブに設けるスリットに様々な形状があり、交差部の応力性状に影響を及ぼしている可能性が考えられる。

(4) デッキプレートと垂直補剛材溶接部の損傷の傾向

垂直補剛材溶接部の損傷発生率と累積大型車交通量との関係を図-2.16に示す。損傷発生率算出における対象箇所数は、垂直補剛材数×主桁数×2(箱桁の場合)としており、明らかに車両が通過しない箇所や中間支点付近の非溶接箇所などについては確認できた範囲で対象数か

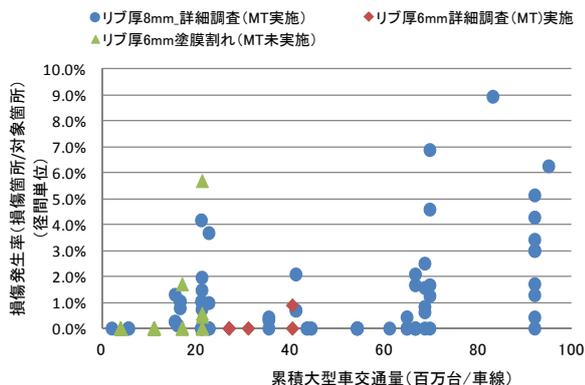


図-2.12 Uリブ突合せ溶接部の損傷発生率と累積大型車交通量の関係

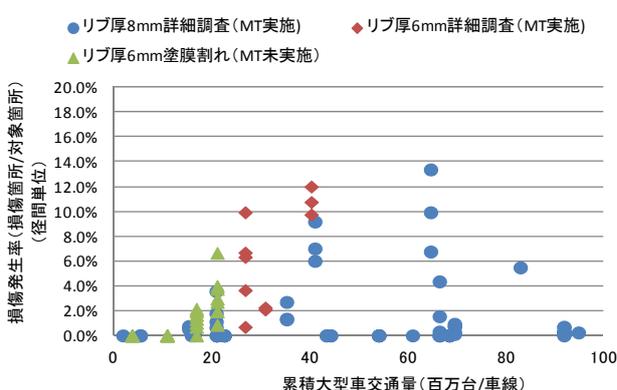


図-2.13 Uリブ横リブ交差部のスリット溶接部の損傷発生率と累積大型車交通量の関係

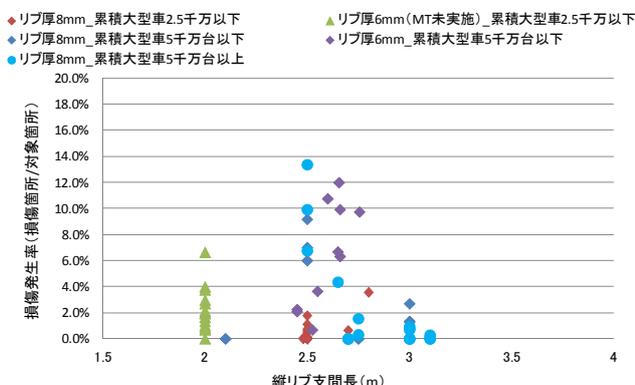


図-2.14 Uリブ横リブ交差部のスリット溶接部とUリブ支間長の関係

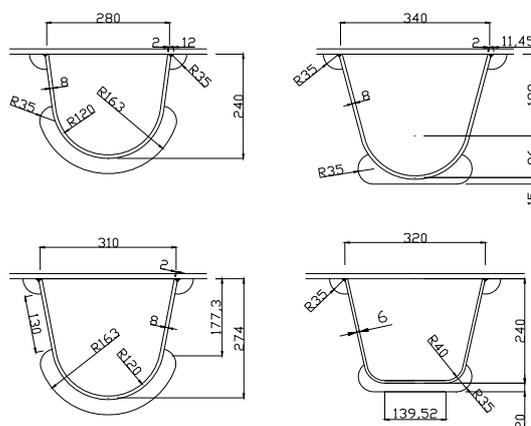


図-2.15 横リブ交差部のスリットの例

ら除外している。なお、垂直補剛材溶接部の損傷については、桁形式等によって垂直補剛材が設置されない橋梁も存在するため、詳細調査資料等により損傷発生の有無等が明確な橋梁のみを対象としている。累積大型車交通量の増加に伴い、損傷発生率は増加する傾向にあるが、損傷発生率のばらつきは大きい。この部位の損傷は輪荷重が垂直補剛材の近傍に載荷された際に生じる大きな応力集中が原因であることが指摘されており、レーンマーク位置と垂直補剛材位置との距離などを詳細に調べることによって累積大型車交通量との関連性が明確になる可能性がある。

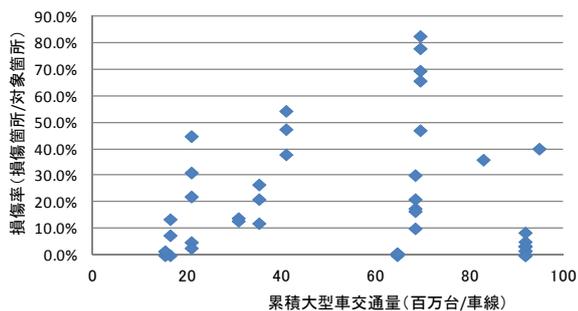


図-2.16 デッキプレートと垂直補剛材溶接部の損傷発生率と累積大型車交通量の関係

3. 鋼床版における SFRC 舗装の補強効果に関する検討

3.1 検討概要

2章で述べたように、デッキプレートとUリブの溶接部において溶接ルートから発生し、デッキプレートを貫通する疲労亀裂（デッキ進展亀裂）が確認されている。主な対策方法の一つに SFRC 舗装による補強が挙げられ、土木研究所では、これまでに SFRC 舗装による既設鋼床版の補強対策に関して、設計・施工マニュアル（案）³¹ をとりまとめている。

一方、同溶接部には、デッキ進展亀裂の他に、溶接ルートからビードを貫通する疲労亀裂（ビード進展亀裂）が発生している事例も多数報告されている。ビード進展亀裂については、多数の箇所に発生している鋼床版橋も報告されており、これらの亀裂に対して SFRC 舗装による補強効果が十分発揮されるのであれば、出来るかぎり観察孔の施工のみとするのが合理的と考えられる。しかしながら、SFRC 舗装と観察孔を施工した上での断面補強の要否については、ビード進展亀裂の進展性状に対して定量的な判断材料がない状況である。特に観察孔の施工に伴い、溶接ルート部が表面に露出し、孔周辺が輪荷重載荷の影響を受けることから、その部分からの新たな亀裂の発生が懸念される。

本研究では、ビード進展亀裂の長さや先端位置が変化した場合を対象として、SFRC 舗装と観察孔の併用による亀裂の進展抑制効果について、実大鋼床版試験体を用いた静的載荷試験、定点疲労試験及び FEM 解析により検討を行った。

3.2 検討結果

ビード進展亀裂の長さや先端位置が変化した場合を対象として、SFRC 舗装と観察孔の併用による亀裂の進展抑制効果について、SFRC 舗装を施した実大鋼床版試験体に、ビード進展亀裂を模擬したスリットと観察孔（図-3.1、図-3.2）を施工した上で、静的載荷試験及び定点疲労試験（図-3.3）を行い、観察孔の応力性状と FEM 解析結果を比較分析するとともに、輪荷重と応力性状の関係及び亀裂の進展性状を調査した。また、実鋼床版を対象として、スリット長、スリット位置、鋼床版諸元及び溶接形状をパラメータとした FEM 解析を行い、観察孔の疲労耐久性に与える影響を明らかにするとともに疲労耐久性の評価を行った。主な結果を以下にまとめる。

- (1) 観察孔周りの3部位（こば面ルート部近傍、デッキ下面、こば面R部）では、こば面ルート部近傍が疲労耐久性の観点から厳しい部位であることを示すとともに、輪荷重移動に伴って観察孔に比較的近い載荷位置で最大応力（引張応力）と最小応力（圧縮応力）が発生する応力性状を明らかにした。また、こば面ルート部近傍では、せん断力の影響により最大応力（引張応力）が発生し、スリット上に載荷した場合には圧縮力の影響も加わり最小応力（圧縮応力）が発生すること、スリット長が同じ場合には観察孔の橋軸方向位置にほとんど依存せず、概ね同程度の応力範囲が発生することを確認した。
- (2) スリット長が長くなるにつれて観察孔ルート部要素の最大、最小応力及び応力範囲は増加していく（図-3.4）。また、観察孔部分のデッキ面の引張応力も増加し SFRC 舗装への影響も懸念されるため、長い亀裂を残存させるべきではない。
- (3) 150kN 輪荷重走行に対する定点疲労試験の結果、観察孔ルート部から、疲労亀裂が比較的早い回数で発生し、デッキ下面側に進展していった（図-3.5）。ただし、400 万回載荷時点でもデッキ面の亀裂は最大で表面長さ 8mm、深さ 7mm 程度であり、SFRC 舗装と一体化が図られているデッキ内では、亀裂の急速な進展は見られなかった。

- (4) 疲労耐久性評価により、基本ケース（溶込み量 50%，脚長 6mm，U リブ支間 2750mm）に対して観察孔ルー卜部からの亀裂の進展に係る等価年数を試算した。その結果、大型車交通量 5,000 台/車線/日で応力として最も厳しい载荷条件の場合、スリット長 400mm に対して、等価年数は 30 年程度の値であった。



図-3.3 定点疲労試験状況

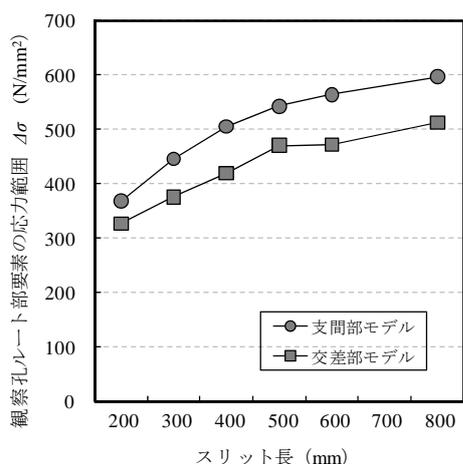


図-3.4 スリット長と最大、最小応力の関係（交差部）

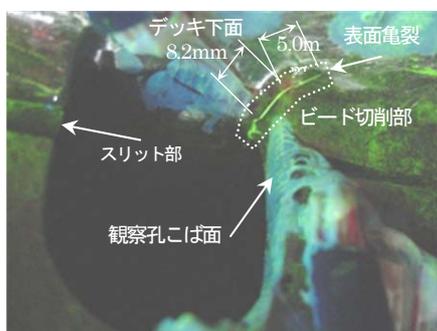


図-3.5 観察孔Lの表面亀裂の進展状況（200万回載荷後）

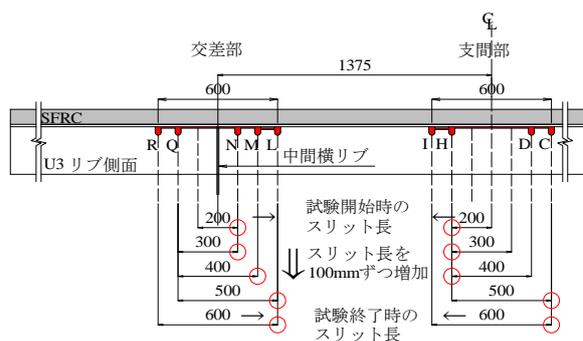
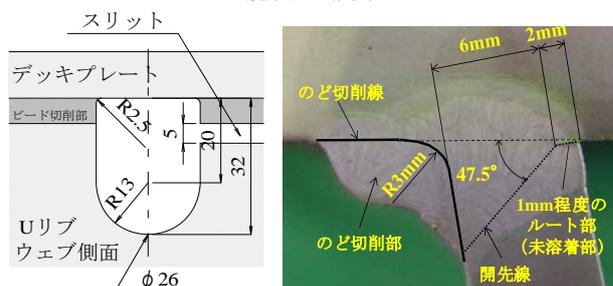


図-3.1 亀裂を模擬したスリット（交差部及び支間部）と観察孔の概要



(a) 観察孔 (b) Uリブ溶接部

図-3.2 観察孔の寸法形状と溶接ビードの加工及び開先形状

4. 鋼床版デッキプレート進展亀裂の調査のための超音波技術の検討

4.1 臨界屈折角探触子を使用した超音波自動探傷法の検討

図-4.1に対象とするデッキ進展亀裂の模式図を示す。この亀裂はデッキを貫通しても亀裂が舗装に隠れているため目視確認が困難である。また、この亀裂が進展していくと、舗装の損傷や路面の陥没を引き起こし車両の走行に支障を来すおそれがあることから、供用安全性の確保のためには出来る限り早期に発見し対応する必要がある。一方、貫通前の発生初期の小さい亀裂を検出できる信頼性の高い調査技術はないのが現状であり、過年度にデッキ進展亀裂を対象とした臨界屈折角探傷法を開発している。本研究では、この臨界屈折角探傷法の現場適用にあたって、現場での機動性、施工性の課題に着目し、これらの課題の解決に向けて、自動走行装置及び接触媒質供給装置の装置の簡素化、軽量化の改良を行った。

(1) 技術の概要

一般的に使われている探触子は公称屈折角が 70 度であるが、屈折角を 70 度より大きくし 90 度に近づけた方（以下、臨界屈折角探触子）が、図-4.1 に示したデッキ進展亀裂に対して、原理的に超音波ビームが当たるようになり、板厚に対して浅い亀裂を直接法により検出できる

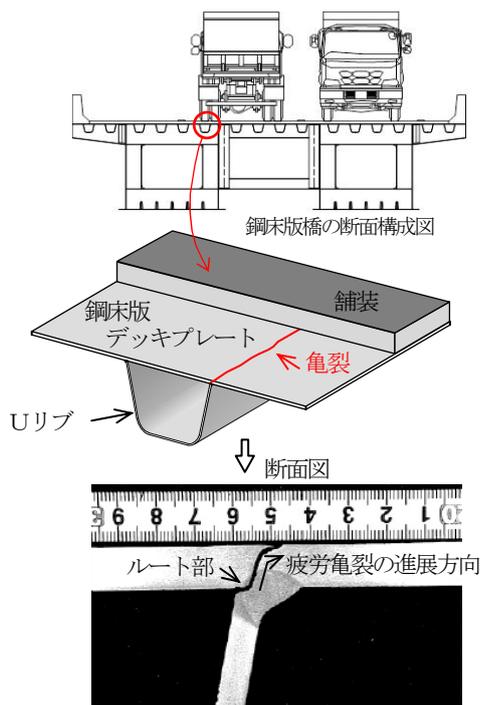


図-4.1 鋼床版デッキ進展亀裂の模式図

可能性が高くなる(図-4.2 参照)。この臨界屈折角探触子を2個用いて、送信用と受信用としてそれぞれの臨界屈折角探触子を対向させ、透過法において動作させると、この疑似表面SV波による透過パルスが得られる(図-4.3 参照)。図中のAスコープにおいて、表面波の透過パルスの前に(表面波より音速が速い位置に)パルス高さは低いが透過パルスが確認できる。図-4.3に示すように、2つの探触子を対向させ透過法により被調査物の疑似表面SV波の透過パルスを調べることによって被調査物の塗膜の超音波基本特性を明らかにすることが可能となる。塗膜特性を把握できるため、塗膜上から板厚方向の浅い亀裂を誤検出なく検出でき、かつ探傷結果の客観性(再現性)を向上させることができる超音波探傷法(臨界屈折角探触子を使用した超音波自動探傷法)を開発し、実用化を図っている(写真-4.1 参照)。

(2) 実用化に向けた改良

自動走行装置の電源として、これまでは100V交流を出力できるバッテリーが必要であったが、モータを直流に変更するとともに、トルク低下に対応するためギア比を高くする改良を行い、バッテリーや電源ケーブルの簡素化、軽量化を図った。また、接触媒質供給装置についても、同様に、100V交流から9.6V直流の仕様に変更し、バッテリーの交流変換損失を無くし、コンパクト化を図った(写真-4.1 参照)。

このように装置の改良により、現場での機動性、施工

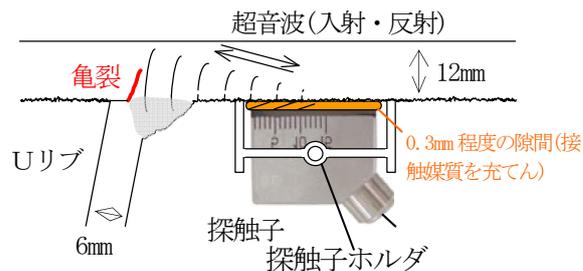


図-4.2 臨界屈折角探触子による探傷イメージ

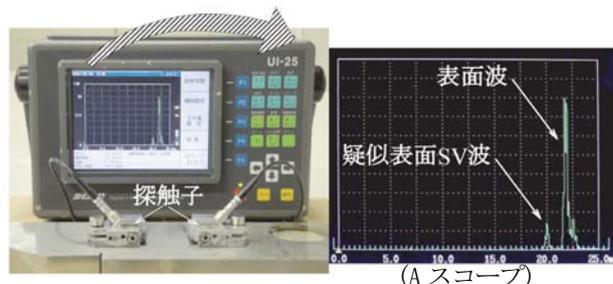


図-4.3 SV 斜角探傷の透過法においてこの疑似表面SV波による透過パルスが得られる状況

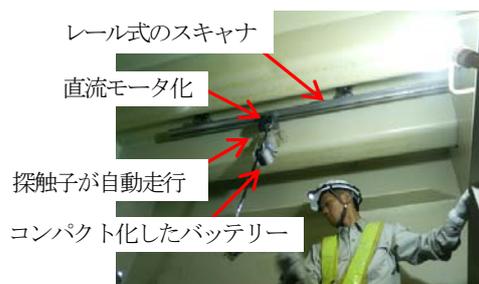


写真-4.1 現場での適用事例図

表-4.1 現場適用実績一覧図

実橋名	建設年次	走査方式	調査長(m)	き裂検出の有無
SK橋	H4	手動+自動	422.0	有
K橋	S53	自動	62.4	有
SW橋(下り側)	S53	手動+自動	28.0	有
ST橋	S54	手動+自動	132.0	有
M橋(山側)	S57	手動+自動	121.0	有
T橋	S54	自動	193.0	有※
I橋	S55	自動	25.3	有※
SJ橋	S56	自動	109.5	無
M橋(海側)	H1	自動	465.5	有
SW橋(上り側)	S53	自動	28.0	無
NK橋	H12	自動	155.6	無

※ デッキプレート貫通亀裂有り(舗装を剥がして磁粉探傷試験(MT)により確認)
注) 点検、詳細調査により、亀裂発生が報告されている、もしくは疑われている鋼材桁橋を対象として調査範囲を限定して実施

性を向上させた。これまでの現場における適用実績を表-4.1に示す。

4.2 板波探触子を使用したUリブ内滞水調査法の検討

デッキ進展亀裂がデッキプレートを貫通してある程度の長さまで進展した場合には、路面から雨水が亀裂部分からUリブ内に浸入・滞水することが損傷事例から確認

されている(図-4.4 参照)。本検討では、U リブ内の滞水を調査することにより間接的にデッキ貫通亀裂を調査する方法を開発した。

なお、本来、デッキ進展亀裂が発生する前に亀裂の状態を把握し対処することが必要であり、4.1 に示した技術と本技術の現場への適用方法については引き続き検討していく。

(1) 開発した板波透過法の原理

図-4.5 に示すように、U リブ下面に対向させた2つのセンサ(周波数0.35MHz、広帯域の板波探触子)を設置し、そのセンサ間のU リブ内に超音波(板波)を伝搬させ、超音波の振幅の大きさの変化により、センサを設置したU リブ裏面側の滞水の有無の判定及び水深を計測するものである。センサ間距離については、センサ距離を変化させた基礎実験により、透過パルスの低下が十分に確認できるように400mm 離れた仕様とした。

U リブ内に水が滞水している場合、鋼板内で伝搬する板波の主成分である面外方向の振動成分が、鋼板に接している水に伝搬し、鋼板内の板波の振幅の大きさが、探触子間隔に比例して著しく減衰する。従って、センサ間をある距離以上にすれば、鋼板内を伝搬する超音波は、水がある場合には、著しく減衰して小さくなり、水がない場合には、ほとんど減衰せずに強い超音波を受信できる。この鋼板内を透過する超音波の振幅を調べることで、簡単に、滞水の有無を調査可能となる。

被調査物であるU リブの塗装については、4.1 の調査法の原理を応用し、対向させた2つのセンサを用いて送受信する透過パルスの振幅に着目し、原理的に、調査結果に影響を及ぼさないことを確認している(ここでは省略するが、塗装の厚さや種類を変えた試験片を対象とした塗膜が透過パルスに及ぼす影響について、実験を実施し、影響がないことを確認している)。

(2) 性能確認試験

図-4.6 に示す底面に鋼板を有するU リブを模擬した透明なアクリル製の試験体を用いて、U リブ内の滞水の有無及び水深を変化させた性能確認試験を実施した。図中の試験体底面の鋼板は、厚さ6mm、塗膜はさび止め塗料付きである。透明なアクリル製のため、試験体に水を入れた際に水深を計測しやすい。

図-4.7 に滞水の有無に対する透過パルスのA スコープを示す。同図(a)に示すとおり、滞水がない場合、板波の対称0次(S0)モードと非対称0次(A0)モードの波形が明瞭に得られることがわかる。滞水がない場合のA0モードの透過パルス高さを80%となるようにゲインを調整

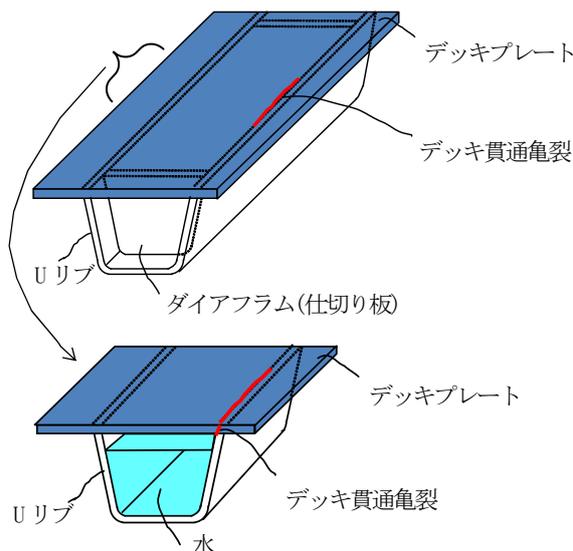


図-4.4 デッキ貫通亀裂とUリブ内滞水の概念図

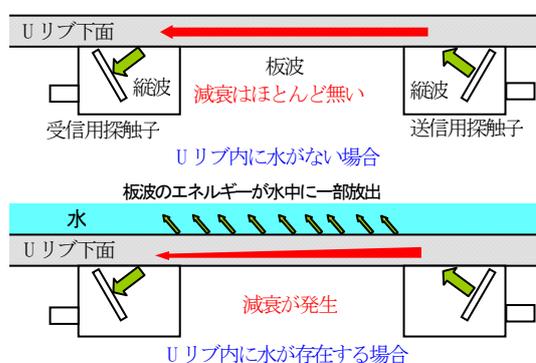


図-4.5 板波を利用した滞水調査の原理(概念図)

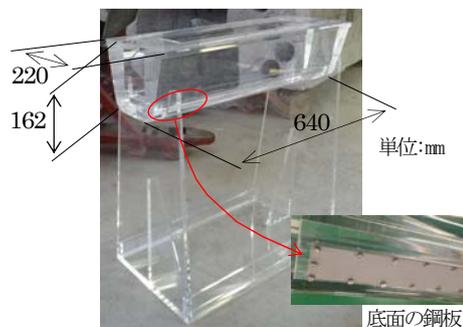


図-4.6 底面に鋼板を有するアクリル製の試験体

し、試験体に水深約100mmの水を入れた状態の透過パルスのA スコープを同図(b)に示す。A0モードのパルス高さが20%以下に低下していることが確認できる。したがって、この透過パルス高さの低下により、滞水の有無が判断できる。

次に、透過パルス高さと水深の関係を図-4.8 に示す。5mm程度以上の水深では、透過パルス高さが20%以下となり、ほぼ一定の値のとして得られていることがわかる。なお、水深が5mm未満の場合には、透過パルス高

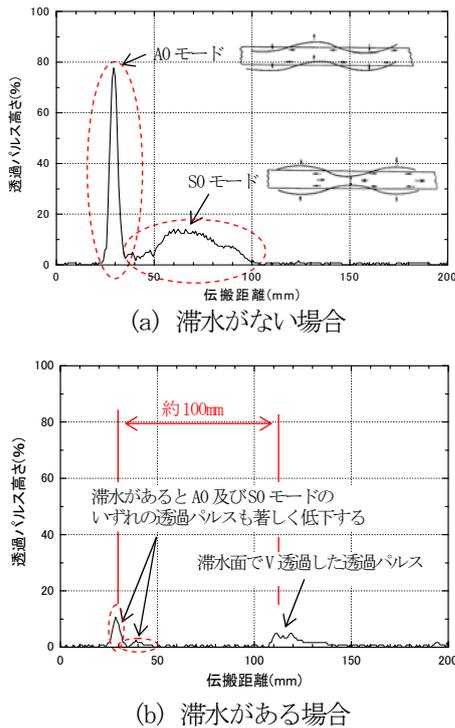


図-4.7 滞水の有無と透過パルス高さの関係 (A スコープ)

さが変動している。これは、水に伝搬した超音波が水面で反射して再びUリブ内で板波を形成する際に、元の板波に対して位相干渉を起こすためと考えられる。これらの結果より、滞水の判定としては、滞水無しの際に80%に調整した透過パルス高さが、滞水が有る場合には、その水深に無関係に20%以下に低下することがわかった。また、水深の検出の限界値は5mmであることがわかる。

滞水がある場合、水中に伝搬した超音波が水面に反射（滞水面でV透過）して鋼板中に戻り再び板波を形成する。このため図-4.7(b)に示すように、その透過パルスが観察できる。この2つの透過パルスの距離（伝搬時間）の差から、すなわち、伝搬距離の幾何学的な関係から、水深を推定できる。このような手順により水深を計測した値を図-4.9に示す。なお、水深が5mm未満の場合は、除外している。水深の計測値と実際の水深の値とは、相関が高く、高い計測精度が得られていることがわかる。

(3) 現場での適用性の調査

開発した装置の外観を写真-4.2に示し、現場での試行状況を写真-4.3に示す。また、現場試行実績を表-4.2に示す。本技術による調査時間は、1箇所当たり約5秒で可能であり、調査時間のほとんどは調査のための移動時間が占めている。

また、Uリブ内の滞水を調査する他の方法として、赤外線サーモグラフィ法が挙げられ、合わせて現場におい

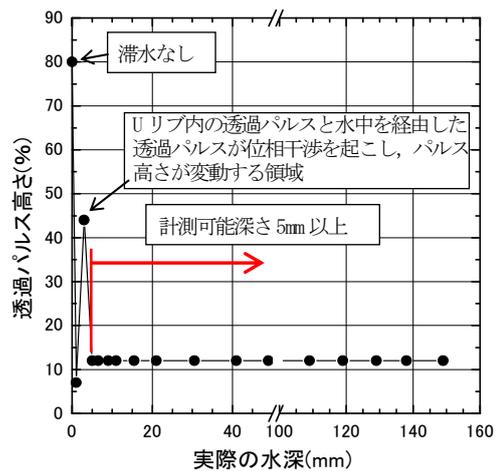


図-4.8 透過パルス高さと水深の関係

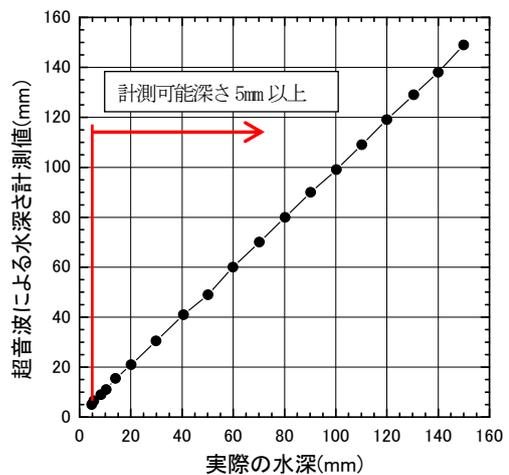


図-4.9 超音波による水深計測値と実際の水深の関係



写真-4.2 開発した超音波装置



写真-4.3 現場における試行事例

表-4.2 現場試行事例一覧

実橋名	建設年次	橋長 (m)	調査箇所	調査時間 (hr)	データ記録	調査速度 (箇所/8hr)	滞水の有無	貫通亀裂の有無
AR橋(上り)	H7	840	743	31.5	有	188.7	有	有
AR橋(下り)	H7	840	729	25.5	有	228.7	有	有
SN橋(下り)	S56	444	10	0.5	無	160.0	無	—
YS橋	H10	75	132	1.6	無	646.5	無	有
KS橋(下り)	H11	200	114	2.0	有	463.7	無	—

て試行した結果、水深が深い場合には遠隔非接触により十分検出可能であった。ただし、日照条件・調査時刻、水の深さ、被調査物の表面汚れや粗さ、放射率、放射角度等の影響を受ける可能性があること、水深によっては部位の特定、滞水の有無の評価に時間を要する場合があることに留意する必要がある。

なお、現場試行後に、滞水有りと判定されたAR橋では、一部舗装を除去した上で、デッキ上面の亀裂の調査が実施された。これによると、1)滞水有りの箇所ではデッキ貫通亀裂が存在していたが、舗装に有意な変状がみられなかった場合があった。2)滞水なしの箇所でも、デッキ貫通亀裂が存在していた場合があった。従って、デッキプレートに貫通亀裂があっても、ある程度亀裂損傷が進行しないとUリブ内に滞水は生じない場合があることがわかった。

5. 既設鋼 I 桁橋の疲労耐久性の分析

5.1 検討概要

鋼 I 桁橋を対象として建設当時の適用基準による再現設計を行い、疲労耐久性の分析を行った。具体的には、鋼道路橋の疲労設計指針⁵⁻¹⁾(以下、疲労指針という。)に基づく疲労照査を行うとともに、適用基準及び構造条件の違いによる疲労設計荷重の応力範囲及び累積損傷度の傾向を把握した。

また、疲労照査を行うには格子解析により疲労照査用の活荷重に対する応答値(対象部位の応力範囲)を算出する必要がある。本研究では代表的な構造諸元より応力範囲を推定する方法について検討を行った。

5.2 既設橋の再現設計による累積損傷度に関する検討

5.2.1 対象橋梁と設計条件

表-5.1に再現設計の対象橋梁を示す。溶接接合が道路橋に本格的に導入された昭和30年代以降、溶接構造を採

用した設計基準である昭和39年の鋼道路橋設計示方書(以下、S39道示という。)による単純桁を基本ケースとして、適用基準、支間長、構造形式、主桁本数、幅員、桁高支間比、斜角等の設計・構造条件の異なるケースを選定した。また、適用基準に関して、支間長30mと40mのケースに対してS39道示のほか、設計上の断面諸元の変化(RC床版規定の改定に伴う死荷重及び使用鋼材(許容応力度)の変化、活荷重の改定(平成6年)、鋼道路橋設計ガイドライン(案)の適用(平成7年)⁵⁻²⁾による作用応力への影響が大きいと考えられる昭和31年、昭和55年、平成14年の設計基準(以下、それぞれS31道示、S55道示、H14道示という。)を対象とした。

図-5.1に幅員構成と桁配置を示す。有効幅員、主桁本数、歩道の有無等の影響を検討するため5条件とした。線形条件は直橋(斜角90度)を基本とし、斜橋の影響についても概略把握するため、斜橋(斜角60度)を1ケース実施した。疲労設計導入以前の既設の単純桁橋の場合、非合成桁に比べ合成桁の占める割合が多いため合成桁を基本としたが、合成桁と非合成桁の違いを把握するため、単純非合成桁についても2ケース実施した。なお、非合成桁については、一般に床版と主桁との接合部の健全性が保たれている場合には合成挙動することが既往の研究により確認されていることから、疲労照査の応力算出時には合成桁断面と仮定した。

連続桁についても、実績を踏まえ支間割を変えた3ケースとした。桁高は、適用基準当時の桁橋の標準的な桁高/支間長の範囲を踏まえて、単純合成桁では1/15~1/22、単純非合成桁では1/18~1/20、連続非合成桁では1/20~1/24とした。

なお、主桁断面の計算では応力余裕量は0MPaを目標とし、ガセット継手の設置位置は、建設当時の標準設計を参考に下フランジ上面から270mmの高さに統一した。表-5.2に、単純合成 I 桁橋について建設当時の適用基準

表-5.1 再現設計ケース

橋梁形式	単純合成桁橋										単純非合成桁橋 ^{注1)}		連続非合成桁橋 ^{注1)}				
	25m		30m	40m	50m	25m	30m					25m	40m	40+50+40m	40+40+40m	32+40+32m	
有効幅員(m)	9.5m				8.0m	8.5m	7.0m	9.5m	9.5m	9.5m							
主桁本数	4主桁					3主桁	5主桁	4主桁	4主桁								
主桁間隔(m)	2.9m				2.3m	2.6m	3.0m	2.7m	2.9m	2.9m							
斜角(°)	90°								60°		90°						
適用基準	昭和31年道示		○ (1/15)	○ (1/17)													
	昭和39年道示	○ (1/20)	◎ ^{注2)} (1/20)	◎ ^{注2)} (1/20,1/22)	○ (1/20)	○ (1/20)	◎ ^{注2)} (1/20)	○ (1/20)	◎ ^{注2)} (1/20)	○ (1/20)	○ (1/20)	○ (1/20)	○ (1/18)	○ (1/20)	○ (1/22,1/24)	○ (1/22)	○ (1/22)
	昭和55年道示		○ (1/18)	○ (1/20)													
	平成14年道示			○ (1/20)													

注1) 疲労照査においては、合成断面として応力を算出した。
 注2) ◎は、疲労照査において載荷位置を変えて合計3ケース実施した。
 注3) ()内の数値は桁高/支間比を示す。

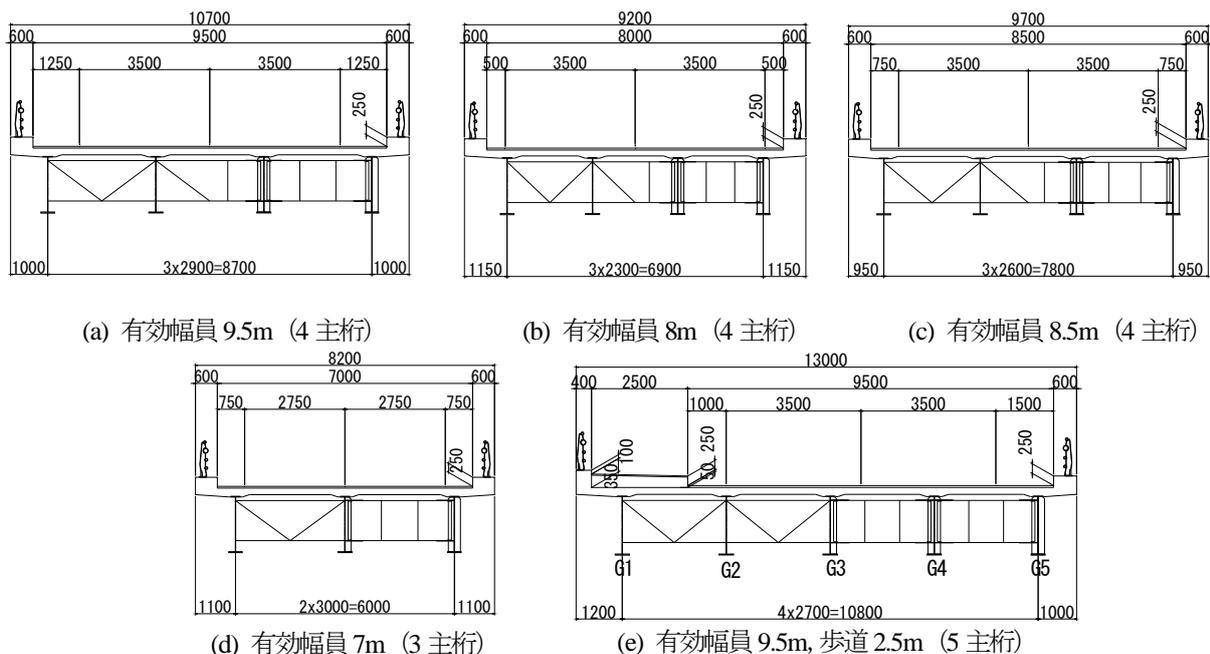


図-5.1 幅員構成と桁配置

表-5.2 主な設計条件

設計条件		設計基準	S31道示	S39道示	S55道示	H14道示
活荷重			TL-20			B活荷重
床版	設計床版厚(支間40m)		170mm	180mm	230mm	250mm
	床版重量		4.1kN/m ²	4.5kN/m ²	5.8kN/m ²	6.1kN/m ²
たわみの許容値			L/600m	L/500m	L ² /20,000m	
主な鋼種 (許容応力度)			SS400(130kN/mm ²)	SM490(190kN/mm ²)	SM490Y(210N/mm ²)	
桁高/支間長			単純合成桁:1/15~1/22, 単純非合成桁:1/18~1/20, 連続非合成桁:1/18~1/27			

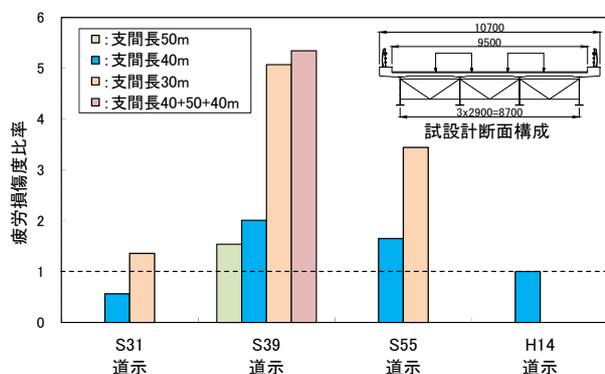


図-5.2 H14 道示 (支間長 40m) に対する疲労損傷比率

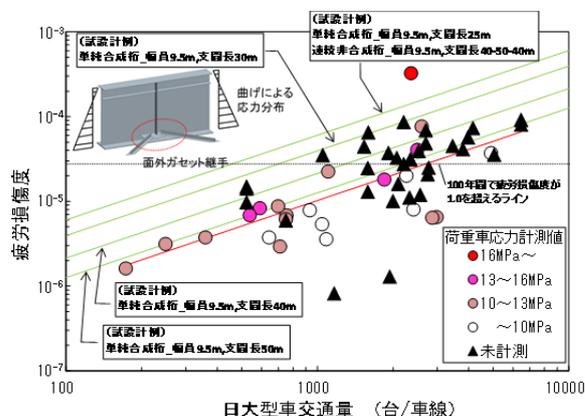


図-5.3 日大型車交通量と疲労損傷度の関係

及び設計方法による主な設計・構造条件の相違点を示す。

5.2.2 検討結果

図-5.2 に、主桁構成と幅員構成を同一条件として、内桁支間中央位置 (連続桁は中央径間の同位置) における面外ガセット継手の疲労損傷度の比率 (H14 道示の支間長 40m の場合を 1 とする) を示す。溶接構造が道路橋に広く普及し始めたのは昭和 30 年代以降であり、損傷事例

の比較的多い昭和 39 年の鋼道路橋設計示方書による支間長 40m の単純桁を基本ケース (S39 道示) として、適用基準、支間長、構造形式等の設計・構造条件の異なるケースを選定した。

適用基準 (支間長 40m の場合) に着目すると、鋼種、床版、活荷重等の基準改定の変遷により、S39 道示の疲労損傷度は相対的に大きい。また、S39 道示における構造条件の影響に着目すると、支間長、幅員が小さくなる

ほど許容応力度に占める活荷重応力の比率が増加し、疲労照査に考慮する応力範囲が大きくなるため、損傷度が大きくなる傾向が伺える。加えて、連続桁の場合には、荷重応力の比率が単純桁と比較して大きく、かつ負曲げによる応力振幅も応力範囲に考慮されるため、損傷度は大きくなる傾向にある。疲労損傷の発生そのものの不確実性を踏まえると、類似の構造条件、交通条件の橋梁での同種の主桁の疲労亀裂の発生に注視するとともに、定期点検時に小さい亀裂の段階で確実に見つけていくことが重要と考えられる。

図5.3に既設橋において支間中央の照査部位について大型車交通量との関係を整理した結果を示す。図中には、鋼桁橋の応力頻度計測結果^{54) 55)}と既往データ⁵⁶⁾による損傷度を分析したものである。縦軸の損傷度は、各橋梁の最大応力が発生した主桁の24時間応力頻度計測データ(計測箇所：支間中央下フランジ)を用いて、累積損傷被害側により算出している。新設橋の疲労照査の目安としている疲労損傷度1.0を超える日大型車交通量は、設計・構造条件により異なるが、連続非合成桁を除いて1,000~4,000台/車線の値を示している。図中には、連続非合成桁の側径間応力範囲最大位置における値も併記している。連続桁については、負曲げの影響等により単純桁と比較して非常に高い疲労損傷度となっている。

以上、桁高支間比や幅員構成を同一条件とした限定されたケースではあるが、既設橋の疲労耐久性に関して、適用基準、支間長及び幅員構成が累積損傷度に与える影響の傾向について概略把握できたものとする。

5.3 疲労照査のための応力範囲の推定手法の検討

既設鋼I桁橋の疲労環境の厳しさを相対的に概略評価することを目的として、疲労照査用活荷重に対する応力範囲(以下、T荷重応力範囲)の推定方法を検討する。

5.3.1 応力度の推定方法

疲労照査用活荷重に対するT荷重応力範囲の推定にあたって、ここでは新設橋の設計で実施される平面格子解析を行わずに、既設橋の橋梁台帳等の保存資料から引き出せる情報を基に、応力範囲を概略推定する手法を考えることにした。推定方法の概要を図5.4に示す。AASHTO橋梁設計示方書⁵⁷⁾での応力度算定の方法等⁵⁸⁾を参考に、T荷重応力範囲について、1本桁の曲げによる直応力の算定式に荷重分配効果を表現するための係数 g (以下、本文では荷重分配係数と呼ぶ。)を乗じた次式(1)により、断面諸元に応じた推定式とした。

$$\Delta\sigma = g \cdot \frac{\Delta M}{I} \left(\frac{h}{2} - y - h' \right) \quad (1)$$

ここに、 $\Delta\sigma$: T荷重応力範囲(N/mm²)、 g : 荷重分配係数、 ΔM : 梁モデルにT荷重を載荷した時の最大曲げモーメント範囲(N・mm)、 I : 断面2次モーメント(mm⁴)、 h : 桁高(mm)、 y : ウェブ中心から中立軸までの距離(mm)、 h' : 下フランジ上面から対象とする継手位置までの距離(mm)、である。

疲労照査の対象は、主桁支間中央の横構及び横桁の面外ガセット継手とした。ガセット位置は、過去の標準設計等を参考に下フランジ上面から270mmとした。

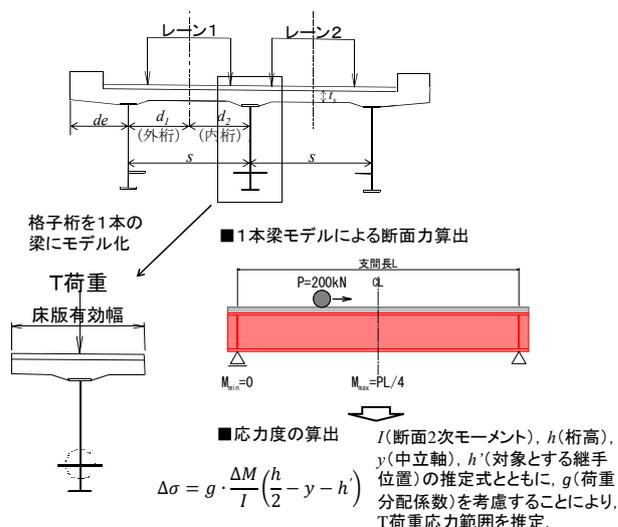


図5.4 疲労照査用の活荷重応力度推定方法の概要

5.3.2 推定式中の各種パラメータの回帰方法

式(1)について、前節の再現設計のうち、応力範囲が相対的に大きい昭和39年と昭和55年の格子解析結果の応力範囲(外桁、内桁ともに24橋のデータ)を真値として各種パラメータの回帰を行った。荷重分配係数 g は、再現設計の格子データと、格子データの支間中央部の断面諸元を有する1本桁の曲げ応力の比率として、式(2)で表される。

$$g = \frac{\Delta\sigma(\text{格子解析結果の支間中央部曲げ応力})}{\Delta\sigma(1\text{ 本梁モデルの支間中央部曲げ応力})} \quad (2)$$

式(2)による算出結果に対して、各種パラメータによる関数式の回帰分析を踏まえて、簡易で、かつ精度も確保される回帰式として、次式(3)を考えた。

$$g = A \times \left(\frac{d}{s} \right) + B \quad (3)$$

ここに、 A, B : 回帰分析により決まる定数(図5.7中に示す。)、 d : T荷重の載荷中心位置から着目桁までの距離(mm)、 s : 主桁間隔(mm)である。

なお、幅員構成と桁配置の関係によって主桁設計に考慮する活荷重分布が異なるため、外桁と内桁に分けて荷重分配係数を検討した。また、式(1)中の変数のうち支間中央の断面諸元が不明である場合には、 I と y についても推定する必要があることから、荷重分配係数と同様に影響の大きいと考えられる構造諸元で回帰式を設定した。回帰の結果得られた推定式を以下に示す。

$$I(\text{外桁}) = C \cdot L^2 + D \cdot L + E \left(\frac{1}{(d_e + s/2) \times t_s} \right) + F \quad (4)$$

$$I(\text{内桁}) = C \cdot L^2 + D \cdot L + E \left(\frac{1}{s \times t_s} \right) + F \quad (5)$$

$$y(\text{外桁}) = G \cdot L + H \left(\frac{1}{(d_e + s/2) \times t_s} \right) + I \quad (6)$$

$$y(\text{内桁}) = G \cdot L + H \left(\frac{1}{s \times t_s} \right) + I \quad (7)$$

ここに、 $C \sim I$ ：回帰分析により決まる定数（図-5.5、図-5.6中に示す。）、 L ：支間長(m)、 d_e ：床版の張出し長(m)、 s ：主桁間隔(m)、 t_s ：床版厚(m)（図-5.4参照）である。

5.3.3 応力度の解析値と推定値の比較結果

図-5.7に格子解析値と、式(1)～(7)より推定した荷重分配係数及び断面係数により応力範囲を推定した結果を示す。内桁では算出結果が多少ばらつくものの、推定誤差は最大で3MPa程度と比較的小さい。限られた構造諸元の既設橋の再現設計に基づく検討結果であり、引き続き検討は必要であるが、構造諸元データに基づく単純桁における疲労照査対象部位のT荷重応力度の概略の推定は可能と考えられる。

	C	D	E	F
外桁	11719	-415253	-1298479	9008122
内桁	11639	-414087	-1018204	7598734

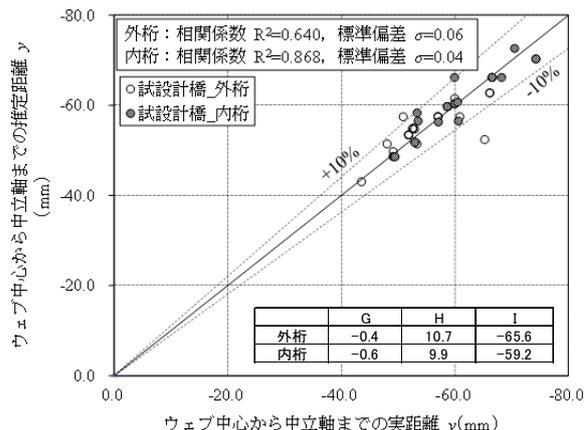
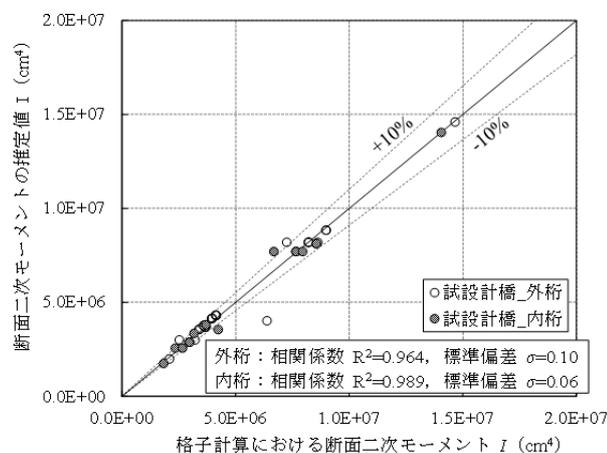


図-5.6 ウェブ中心から中立軸の距離の推定結果

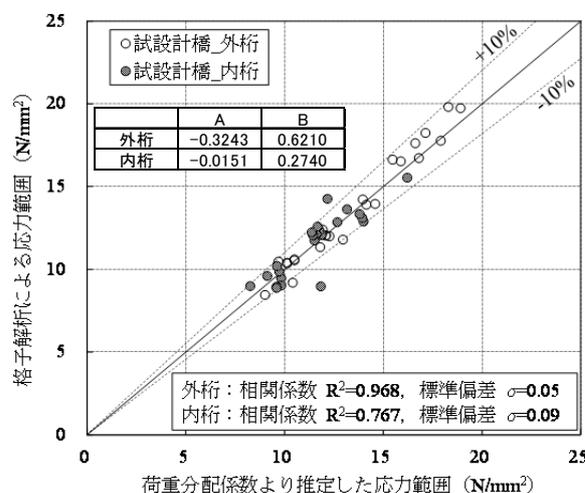


図-5.7 T荷重応力範囲の推定結果

6. まとめ

鋼道路橋における疲労損傷の発生傾向、各種要因との関係について既存事例に基づく実態分析を行うとともに、具体的な事例について実験・解析的検討を行った。本研究により得られた結果をまとめると、以下のとおりである。

1) 鋼道路橋における疲労損傷分析

- 直轄橋梁の定期点検結果（過去5年間）を用いて、疲労亀裂発生数・部位の分析を行い、橋梁形式毎に点検時の着目部位を整理した。また、一地整を対象に、供用年数、累積大型車交通量等に対する疲労損傷の発生傾向の分析を行った。その結果、累積大型車交通量が多くなると損傷発生率は漸増する傾向が見られた。また、鋼床版橋では他形式と比較して損傷発生率が高い傾向が見られた。
- 一地整の閉断面縦リブを有する鋼床版橋を対象に、き

裂の詳細調査結果を用いて、鋼床版橋における主な部位の疲労き裂の発生傾向と構造諸元、累積大型車交通量の関連性を分析した。その結果、データのばらつきが大きく必ずしも明確な傾向は見られなかった。これは、載荷位置、溶接品質などの要因も影響している可能性があると考えられる。

2) 鋼床版における SFRC 舗装の補強効果に関する検討

- ・SFRC 舗装を施した実大試験体に、ビード進展き裂を模擬したスリットと観察孔を施工した上で、静的載荷試験及び定点疲労試験を行い、観察孔の応力性状と FEM 解析結果を比較分析するとともに、輪荷重と応力性状の関係及びき裂の進展性状を調査した。また、実鋼床版を対象として、き裂の位置・長さ、鋼床版の構造諸元及び溶接形状をパラメータとした FEM 解析を行い、観察孔の局部応力に与える影響を分析するとともに疲労耐久性の評価を行った。その結果、ビード進展亀裂の長さ・位置、溶接溶込み量、鋼床版の構造諸元などのパラメータが観察孔部分の疲労耐久性に与える影響を明らかにした

3) 鋼床版デッキプレート進展亀裂の調査のための超音波技術の検討

- ・臨界屈折角探触子を使用した超音波自動探傷法について、実用化に向けた改良を実施し、現場試行により、改良効果及び適用性を確認した。
- ・U リブ内滞水の有無を超音波(板波)を利用することによって迅速に調査可能な U リブ内滞水調査法を開発し、現場の滞水状況を再現した室内試験により、その性能を確認した。本調査法の特徴は、U リブの塗装の種類や厚さの影響を受けないこと、滞水の有無の調査と同時に深さの計測が可能(調査限界水深約 5mm)なことである。

4) 既設鋼 I 桁橋の疲労耐久性の分析

- ・適用基準、支間長、構造形式、主桁本数、幅員、桁高支間比、斜角等の設計・構造条件の異なるケースの再現設計及び疲労照査を行い、これらの設計・構造条件が累積損傷度に与える影響について検討した。その結果、適用基準に着目すると、鋼種、床版、活荷重等の基準改定の変遷により、S39 道示の累積損傷度は相対的に大きい傾向が見られた。また、S39 道示における構造条件の影響に着目した場合、支間長、幅員が小さくなるほど許容応力度に占める活荷重応力の比率が増加し、累積損傷度が大きくなる傾向が見られた。さらに、連続桁の損傷度は、単純桁と比較しても大きくなる傾向が見られた。

- ・既設鋼 I 桁橋の疲労環境の厳しさを相対的に概略評価することを目的として、既設橋の橋梁台帳等の情報を基に、構造解析を行わずに、疲労照査用活荷重に対する応力(以下、T 荷重応力範囲)を推定する手法を提案した。限られた構造諸元の既設橋の再現設計に基づく検討結果であり、引き続き検討が必要と考えている。

参考文献

- 2-1) 道路局国道・防災課：橋梁定期点検要領(案)，2004.3.
- 2-2) 土木研究所：橋梁点検要領(案)，1988.7.
- 3-1) (独)土木研究所，(株)横河ブリッジ，(株)NIPPO，鹿島道路(株)，大成ロテック(株)：鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究(その2・3・4)報告書—SFRC 舗装した既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル(案)—，共同研究報告書整理番号第395号，pp.59，2009.10.
- 4-1) 独立行政法人土木研究所，菱電湘南エレクトロニクス株式会社，三菱電機株式会社情報技術総合研究所：鋼床版デッキプレート進展亀裂の調査のための超音波探傷法に関する共同研究報告書，共同研究報告書，第452号，2013.3.
- 4-2) 木村友則，小池光裕，和高修三，高橋実，村越潤：板波による鋼床版デッキプレート貫通亀裂の検出，日本音響学会講演論文集，2013年秋季研究発表会，pp.1353-1356，2013.9.
- 5-1) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.
- 5-2) 建設省道路局国道課：鋼道路橋数量集計マニュアル(案)，建設物価調査会，1996.
- 5-3) (社)日本道路協会：道路橋補修・補強事例集 2009年版，pp.151~156，2009.10.
- 5-4) 建設省土木研究所：既設橋梁の耐久性評価向上技術に関する調査研究Ⅲ，土木研究所資料，第2682号，1988.12.
- 5-5) 建設省土木研究所：既設橋梁の耐久性評価向上技術に関する調査研究Ⅱ，土木研究所資料，第2615号，1988.2.
- 5-6) (財)阪神高速道路管理技術センター：阪神高速における鋼橋の疲労対策，2002.
- 5-7) American Association of State Highway and Transportation Officials：AASHTO LRFD Bridge Design Specifications，6th Edition，2012.
- 5-8) NCHRP REPORT 592：Simplified Live Load Distribution Factor Equations，2007.

**RESEARCH ON TECHNIQUES FOR INSPECTION, DIAGNOSIS,
AND RETROFIT FOR THE FATIGUE DAMAGES
OF EXISTING STEEL HIGHWAY BRIDGES**

Budget : Grants for operating expenses General
account

Research Period : FY2009-2013

Research Team : Bridge and Structural Technology
Research Group

Author : Jun MURAKOSHI
Minoru TAKAHASHI
Shu-ichi HIRANO
Takeshi KINOMOTO
Mamoru SAWADA
Hideaki HARADA
Mitsuhiro KOIKE

Abstract : Recently, serious fatigue damages have been observed increasingly on steel highway bridges where severe traffic condition. The damages are generally considered to be caused by the combination of factors such as traffic volume, structural details, and weld quality of each bridges. Therefore, it is important to systemize the diagnostic examination technique for fatigue damages and retrofit methods for each case. The aim of this research is to figure out characteristics and causes of the fatigue damage based on experimental and analytical studies, and to prepare technical guidelines for inspection, diagnosis and retrofit of steel highway bridges.

In FY2013, a practical ultrasonic inspection technique was developed for detecting serious deck plate cracks indirectly. Also, fatigue assessment technique for existing steel I-girders designed in the past design code were discussed.

Key words : steel highway bridges, fatigue crack, orthotropic steel decks, fatigue assessment technique