

戦-58 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：構造物研究グループ（橋梁）

研究担当者：村越潤，上仙靖，遠山直樹

【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。本年度は、鋼床版に発生する疲労き裂を対象として、対策技術としての SFRC 舗装の補強効果について検討を行った。

キーワード：鋼道路橋，疲労き裂，鋼床版，SFRC 舗装

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¹⁾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。

本年度は、鋼床版に発生する疲労き裂を対象として、対策技術としての SFRC 舗装の補強効果について検討を行った。

2. 検討概要

鋼床版橋では、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き裂（以下、デッキ進展き裂）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）²⁾をとりまとめている。

一方、同溶接部には、デッキ進展き裂の他に、溶接ルートからビードを貫通する疲労き裂（以下、ビード進展き裂）が発生している事例も多数報告されている。SFRC

舗装ではデッキプレート溶接部周辺の局部応力軽減効果が得られるのでビード進展き裂の発生・進展に対しても十分な抑制効果が期待できるものと考えられる^{3),4)}。これまでに実施されている対策事例では、SFRC 舗装に加えて、き裂先端を除去するために観察孔を設置した上で、き裂の進展性状に応じて、当て板による断面補強を併用する対策^{5),6)}が行われている。しかしながらこの場合、目視では確認困難なビード内なき裂の進展や、観察孔に露出したルートからの新たなき裂の発生が懸念される。

本研究では、ビード進展き裂を残置した場合の SFRC 舗装によるき裂進展抑制効果について実験的に検討を行った。本年度は、SFRC 舗装の補強を施した実大鋼床版試験体に対して、ビード進展き裂を模擬したスリットを施工した場合の、スリット端部の観察孔周りの疲労耐久性の検討を行った。具体的には、定点疲労試験により疲労耐久性を検討するとともに、スリット長や構造諸元を変えた場合の FEM 解析を行い、ビード進展き裂の残置が疲労耐久性に与える影響について検討を行った。

なお、本研究は、(株)横河ブリッジホールディングスとの共同研究「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）」（平成 16～21 年度）^{7),8)}の一環として実施している。

3. 実大鋼床版試験体による荷重試験

3.1 試験方法

図-3.1 に、供試体の寸法形状と荷重載荷位置を示す。U リブ支間は、1,375mm と 2,750mm の 2 径間で、デッキ

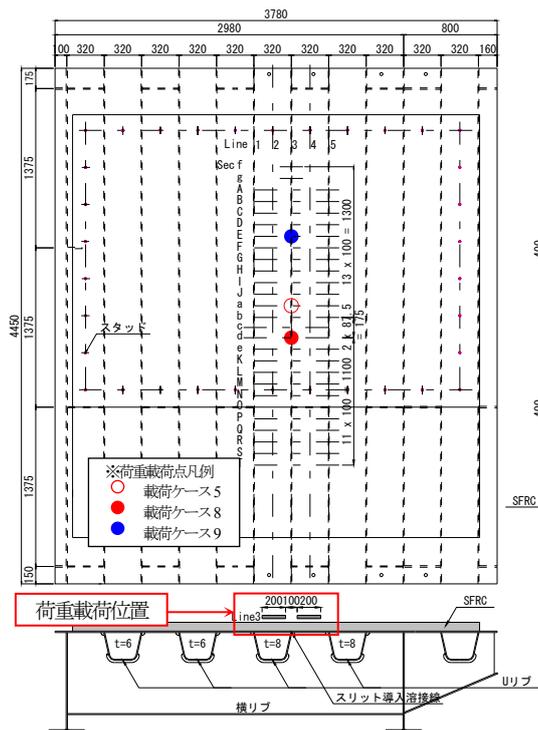
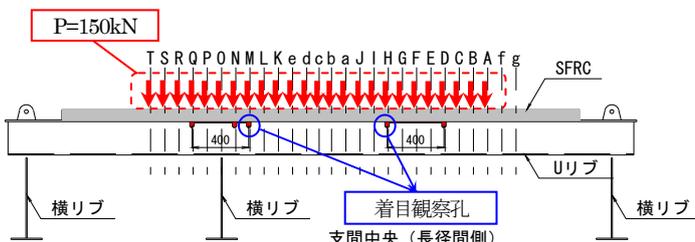


図-3.1 供試体の寸法形状と荷重載荷位置

表-3.1 各ケースの疲労試験荷重

| 載荷ケース | スリット長 (mm) | 着目観察孔 | 荷重載荷 | | 最大荷重 (kN) | 最小荷重 (kN) | 荷重振幅値 (kN) | 載荷回数 (万回) |
|-------|------------|-------|------|----|-----------|-----------|------------|-----------|
| | | | Line | 断面 | | | | |
| ケース5 | 400 | M, H | 3 | a | 380 | 10 | 370 | 400 |
| ケース8 | 600 | L | | d | 310 | 10 | 300 | 200 |
| ケース9 | | C | | E | 230 | 10 | 220 | 200 |



(a) Line3 での影響線載荷

図-3.3 影響線載荷によるひずみ振幅値の算出 (載荷ケース5)

プレート厚は12mmである。試験体には8mmと6mmのリブ厚のUリブが設置されているが、本試験では8mm厚Uリブに着目して検討を行った。使用鋼材はSM490Yである。デッキプレート上面には75mm厚のSFRC舗装を敷設し、デッキプレートとSFRCの接着には、エポキシ系高耐久性接着材を用いている。また、SFRC端部や横リブ位置にはスタッドを設置している。

静的載荷試験により、スリット長、載荷位置と観察孔周りの応力性状の関係を把握するとともに、スリット長を伸ばしながら、3ケースの定点疲労試験を行った。静的載荷試験については、昨年度報告しており、ここでは

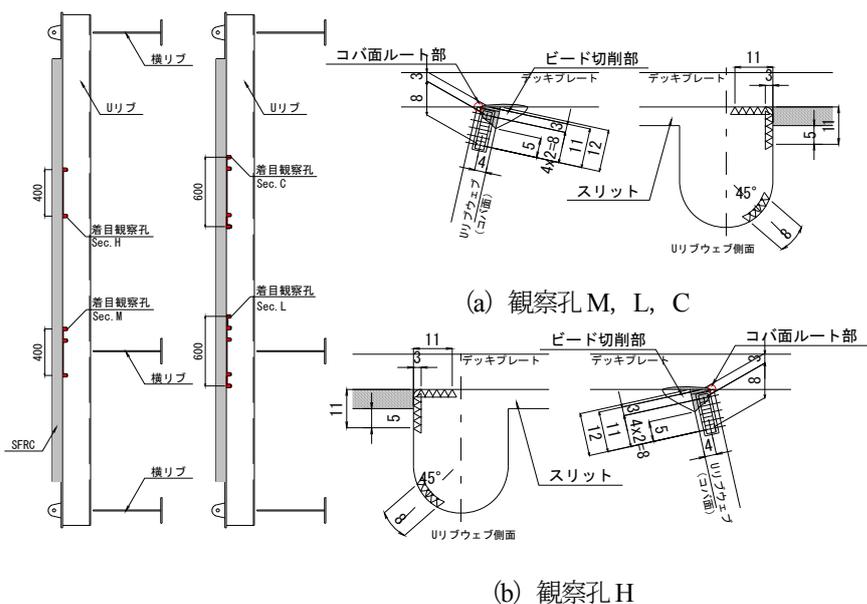
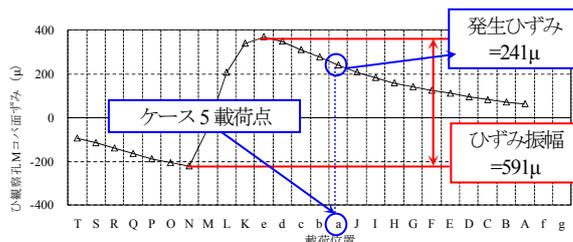
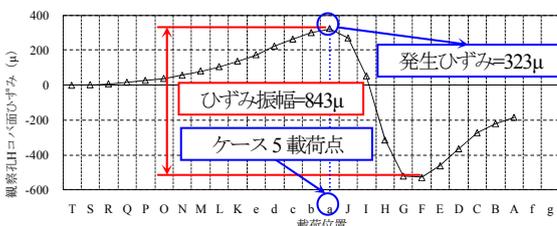


図-3.2 観察孔でのゲージ計測箇所



(b) 観察孔Mのコバ面ルート部のひずみ影響線



(c) 観察孔Hのコバ面ルート部のひずみ影響線

疲労試験とFEM解析の結果を中心に説明する。

表-3.1に、各ケースの載荷荷重、載荷位置、載荷回数を示す。幅員方向の載荷位置は、スリットを導入する着目溶接線をダブルタイヤが挟み込む位置 (Line3) を基本としている。載荷荷重 (静的載荷試験時) は、国道357号線東京都江東区有明での活荷重実態調査 (S59年度)^{9), 10)}において計測された最大軸重298kNを参考に、150kNとしている。ただし、定点疲労試験の載荷荷重は、輪荷重走行のような移動荷重ではなく、一点載荷により行われるため、着目部に対して移動荷重に伴う、正負交番等の応力変動を与えることは出来ない。そのため、本研究

では各ケースの定点疲労載荷試験前に、Line3 上の影響線載荷を行い、着目観察孔（載荷ケース5は観察孔H、M、載荷ケース8は観察孔L、載荷ケース9は観察孔C）のルート部に生じる正負交番のひずみ振幅値を把握した（図-3.3.(a)~(c)参照）。また、載荷ケース5については、一点の載荷で同時に2箇所の観察孔H、Mに疲労試験を実施するため、影響線載荷結果より得られた観察孔Hと観察孔Mのひずみ振幅値の比率（ $591\mu/843\mu=0.701$ ）と発生ひずみの比率が同等になるa点を載荷点とした（ $241\mu/323\mu=0.746$ ）。これより、静的載荷試験時の載荷荷重（150kN）を一定倍（2.53倍）することで同時の試験が可能となった。なお、載荷ケース8、9では、各ケースに1点の載荷点を決めて試験を行ったので、影響線載荷結果より得られたひずみ振幅値になる載荷荷重にするために、載荷点位置（載荷ケース8はd点、載荷ケース9はE点）で150kNの荷重を載荷した時にコバ面ルート部に生じる発生ひずみを一定倍（ $150\text{kN}\times$ （ひずみ振幅値/発生ひずみ））することで試験を実施した。

ひずみゲージは、図-3.2に示すように、観察孔の周辺を中心に貼付しており、コバ面には局所的なひずみ分布を把握するため、5連ゲージを用いた（ゲージ長は全て2mm、全長10mm）。

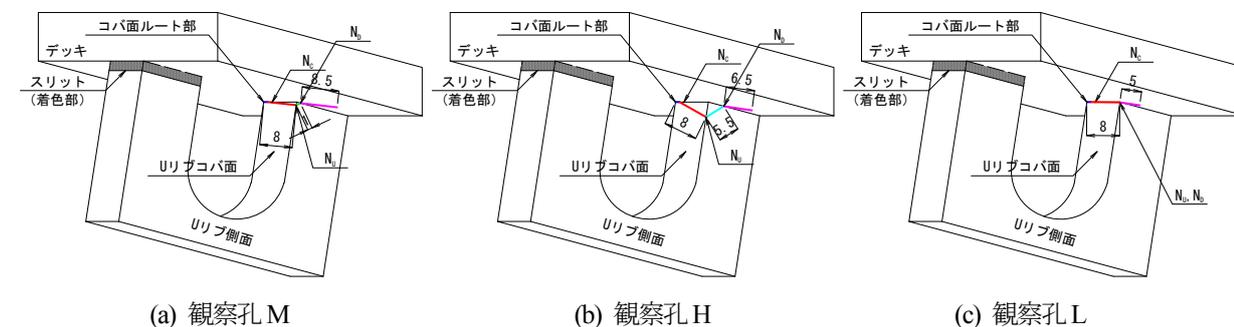


図-3.4 表面き裂の進展概略図

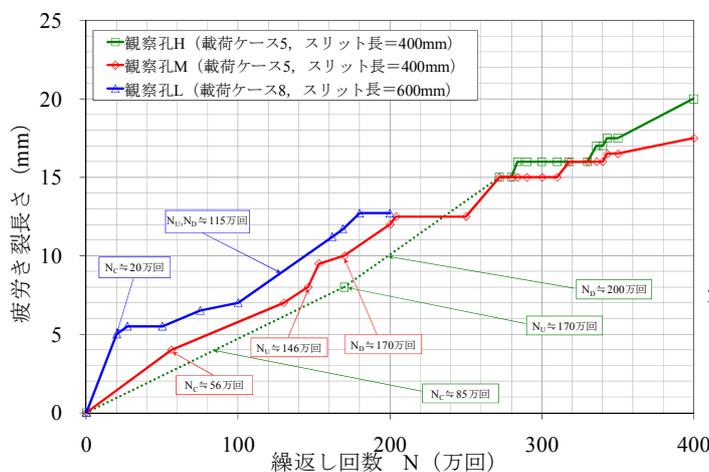


図-3.5 き裂長さとの繰返し回数の関係

3. 2 試験結果

図-3.4に載荷ケース5,8における試験終了時の観察孔に発生した表面き裂の進展概略図を、写真-3.1に観察孔Mの表面き裂進展状況（400万回載荷後）を示す。表面き裂は、いずれの載荷ケースも、スリット長、部位（交差部、支間部）によらず同様の進展傾向であった。き裂は、観察孔こば面のルート部から発生（載荷回数 N_c ）し、Uリブウェブの板厚方向に進展してUリブウェブを貫通（載荷回数 N_U ）しつつ、Uリブ側面からデッキ下面に向かって進展（載荷回数 N_D ）した。

表-3.2に第1ゲージ位置での初期ひずみと繰返し回数を、図-3.5に各観察孔でのき裂長さとの繰返し回数（a-N関係）を示す。各観察孔のa-N関係より、き裂発生から試験終了時点までの表面き裂の進展速度は観察孔の違いによらず、同様の傾向にあり、試験終了時点までほぼ一定となっている。デッキプレートはSFRCと一体化されている状態であり、き裂が発生したとしても急速に進展することはないものと考えられる。また、観察孔Hでは250万回以前のき裂長さの計測が、諸事情により、0万回時のみでしか出来なかったため、き裂発生・進展イベント時（ N_c, N_U, N_D ）を概略推定した。

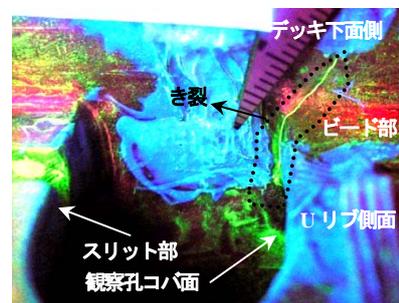


写真-3.1 観察孔Mのき裂進展状況（400万回載荷後）
表-3.2 第1ゲージ位置での初期ひずみと繰返し回数

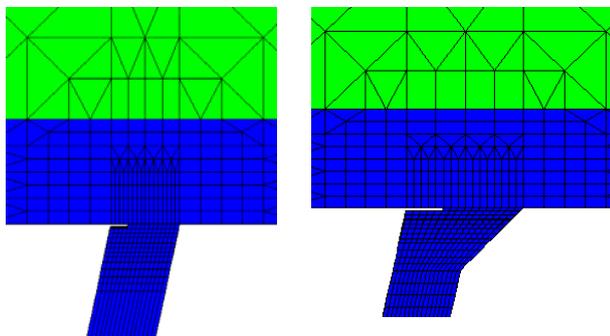
| 着目箇所 | 着目観察孔 | 初期ひずみ振幅 (μ) | 繰返し回数 (回) | | | 応力比 R |
|------|-------|-------------------|-----------|-----------|-----------|-------------|
| | | | N_c | N_U | N_D | |
| 交差部 | M | 594 | 560,000 | 1,460,000 | 1,700,000 | $0 < R < 1$ |
| | L | 849 | 200,000 | 1,150,000 | 1,150,000 | $0 < R < 1$ |
| 一般部 | H | 621 | 850,000 | 1,700,000 | 2,000,000 | $0 < R < 1$ |
| | C | 762 | き裂未発生 | | | $R > 1$ |

4. 観察孔周辺の応力性状に着目した FEM 解析

4.1 FEM 解析モデル

図-4.1 に観察孔部の要素分割 (コバ断面) を、図-4.2 に観察孔部の要素分割 (U リブ側面) を示す。なお、試験では1 供試体で交差部および支間部に観察孔をそれぞれ設けたが、解析では要素数が多くなるので、交差部モデルと支間部モデルに分けて検討した。解析モデルは試験体同様、2 径間のモデルとした。着目部の最小メッシュ寸法は 0.5mm×0.5mm×0.5mm 程度 (図-4.1 参照) とした。また、SFRC 舗装の弾性係数は 30,000N/mm² (ポアソン比 0.35)、鋼部材の弾性係数は 200,000N/mm² (ポアソン比 0.3) とした。SFRC 舗装とデッキプレートの接合面については、接着材を考慮せずに完全合成されているものとした。載荷荷重は静的載荷試験と同じく輪荷重 150kN とし、載荷面積はダブルタイヤを想定して 200×200mm が 2 個、100mm 間隔で離れたものとし、圧力 1.875N/mm² が均等に作用しているものとした。

図-4.3 にコバ面のひずみゲージ位置と FEM 着目節点の比較を示す。図より、コバ面ルート部の静的載荷試験結果と試験モデルの FEM 解析結果は、コバ面ルート部の第3 ゲージ位置応力 (以下、参照応力) と、それに対応する FEM 解析の節点応力 (2 点の平均) を比較した。



(a) 試験モデル (s=0mm, 溶込み 75%) (b) 実橋モデル (s=6mm, 溶込み 50%)

図-4.1 観察孔部の要素分割 (コバ断面)

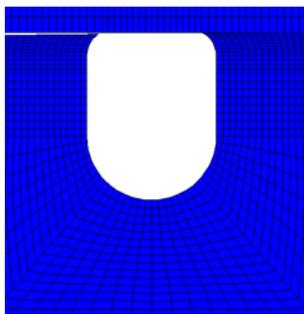


図-4.2 観察孔部の要素分割 (U リブ側面)

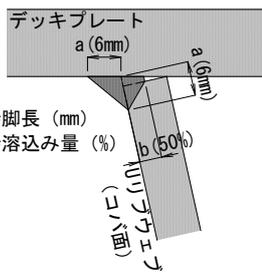


図-4.4 実橋モデルの基本溶接形状

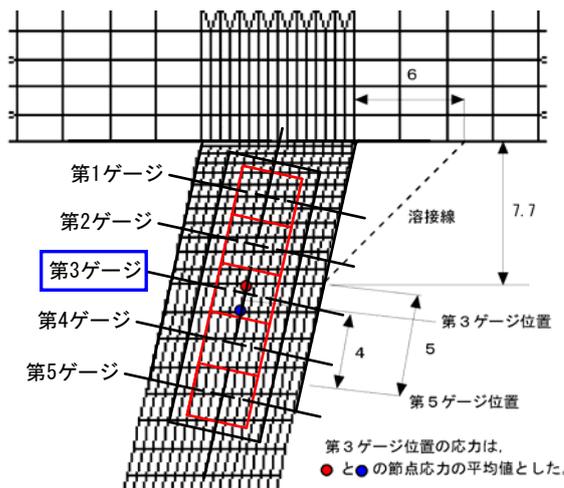


図-4.3 ひずみゲージ位置と FEM 要素の対比

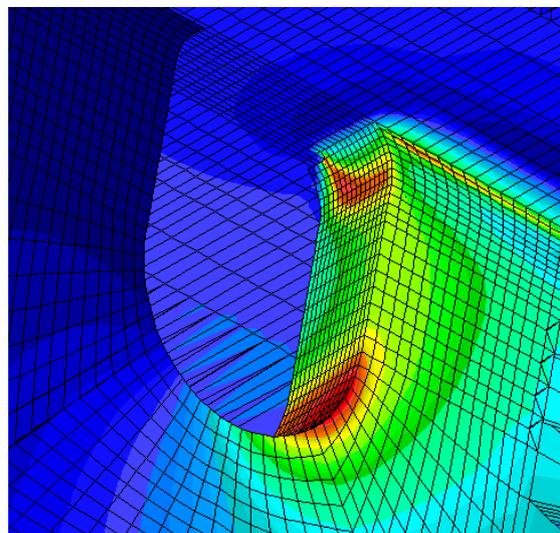


図-4.5 観察孔周辺の Von-mises 応力の一例 (試験モデル)

表-4.1 解析ケース

| モデル | 解析番号 | き裂長 mm | 脚長 mm | 溶込み % | 舗装厚 mm | 縦リブ支間 mm | 対象部 | 解析目的 |
|-----------|------|-----------|----------|----------|-----------|-------------|-------------|---|
| 実験 モデル | 1 | 200 | 0 | 75 | 75 | 2750 | 支間部 横リブ部 | 実験結果の検証 き裂長さの影響 |
| | 2 | 300 | 0 | 75 | 75 | 2750 | 支間部 横リブ部 | |
| | 3 | 400 | 0 | 75 | 75 | 2750 | 支間部 横リブ部 | |
| | 4 | 500 | 0 | 75 | 75 | 2750 | 支間部 横リブ部 | |
| | 5 | 600 | 0 | 75 | 75 | 2750 | 支間部 横リブ部 | |
| | 6 | 800 | 0 | 75 | 75 | 2750 | 支間部 横リブ部 | |
| 実橋 モデル | 7 | 400 | 6 | 0 | 75 | 2750 | 支間部 横リブ部 | 溶込み量の影響 |
| | 8 | 400 | 6 | 25 | 75 | 2750 | 支間部 横リブ部 | |
| | 9 | 400 | 6 | 50 | 75 | 2750 | 支間部 横リブ部 | |
| | 10 | 400 | 6 | 75 | 75 | 2750 | 支間部 横リブ部 | 溶接脚長の影響 |
| | 11 | 400 | 4 | 50 | 75 | 2750 | 支間部 横リブ部 | |
| | 12 | 400 | 6 | 50 | 50 | 2000 | 支間部 横リブ部 | 縦リブ支間の影響 |
| | 13 | 400 | 6 | 50 | 50 | 3500 | 支間部 横リブ部 | |
| | 14 | 400 | 6 | 50 | 50 | 4000 | 支間部 横リブ部 | |
| | 15 | 400 | 6 | 50 | 50 | 2750 | 支間部 横リブ部 | SFRC舗装厚の影響 |
| | 16 | 400 | 6 | 50 | 75 | 2750 | 支間部 横リブ部 | As舗装の影響 (E=1,000kN/mm ²) |
| | 17 | 400 | 6 | 50 | 50 | 2750 | 支間部 横リブ部 | リブ本数の影響 (主桁間に6本) |

参照応力として第3ゲージ位置を用いた理由は、局所応力の影響が少なく、解析値と相関性が高いためである(図-4.8 参照)。

図-4.4 に実橋モデルの基本溶接形状を示す。FEM 解析では試験体を再現した試験モデル(すみ肉溶接なし、溶接溶込み量は板厚の75%)のほか、実橋で想定される溶接条件を考慮した実橋モデル(すみ肉溶接脚長6mm、溶接溶込み量は板厚の50%、スリット長は交差部、支間部ともに400mmを基本、その他諸元は試験モデルと同じ)を用いて、鋼版版構造諸元が変化した際の影響につ

いて検討した。実橋モデルの構造諸元として、スリット長、溶け込み量、溶接脚長、舗装剛性、縦リブ支間を考慮した。

- ① スリット長：200, 300, 400, 500, 600, 800mm
- ② 溶接溶込み量：0, 25, 50, 75%
- ③ 溶接脚長：4, 6mm
- ④ 縦リブ支間：2000, 2500, 3000, 3500mm
- ⑤ 舗装剛性：30,000N/mm² (SFRC 舗装), 1,000N/mm² (夏季のAs 舗装)

なお、検討にあたっては実橋モデルの基本ケースの諸元に着目した各諸元の数値を用いた解析を実施した。例えば、溶接溶込み量25%に着目した場合、すみ肉溶接脚長6mm、溶接溶込み量は板厚の25%、スリット長は交差部、支間部ともに400mmとし、その他諸元は試験モデ

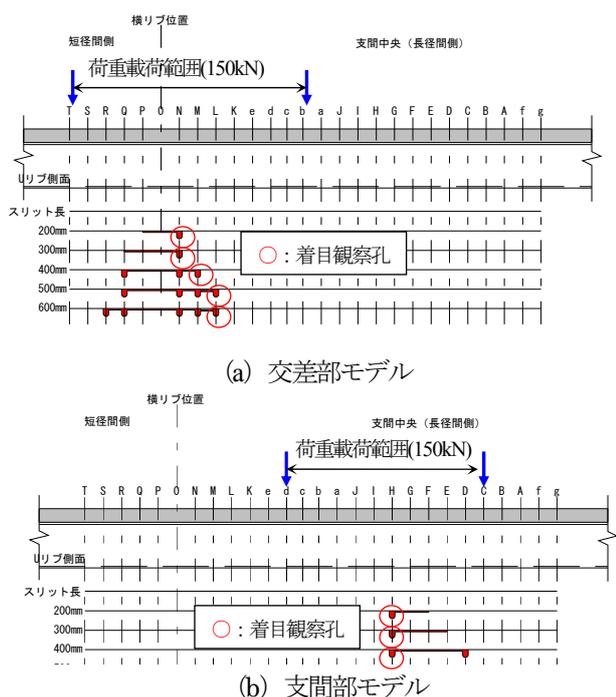


図-4.6 スリット長とFEMでの荷重荷範囲の関係

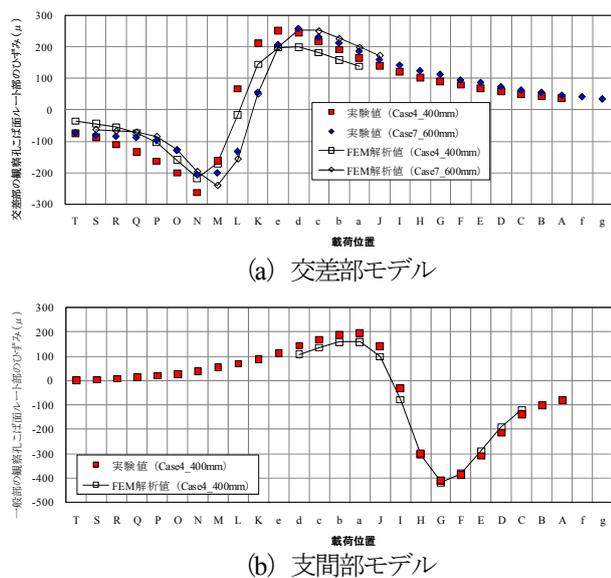
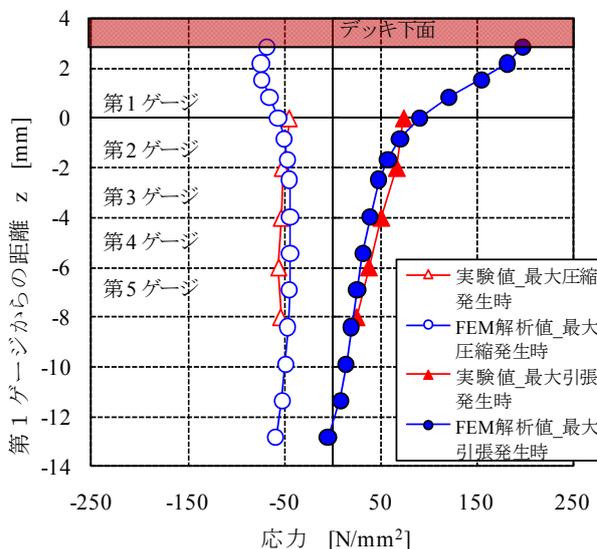
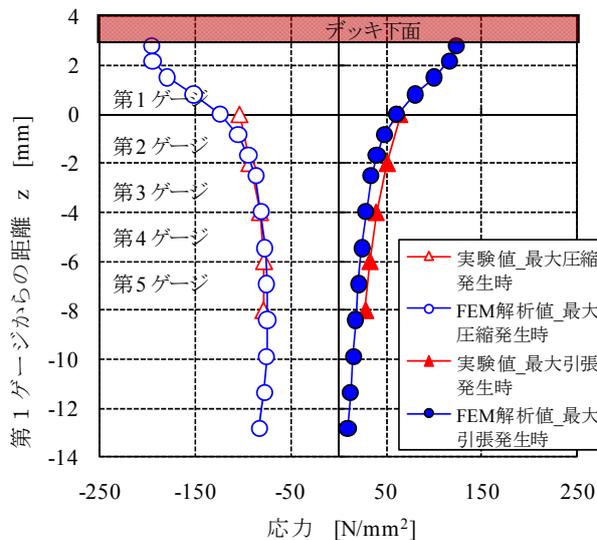


図-4.7 コバ面ルート部のひずみ影響線の比較



(a) 交差部モデル(スリット長400mm_観察孔M)



(b) 支間部モデル(スリット長400mm_観察孔H)

図-4.8 コバ面鉛直方向の応力分布の比較結果

ルと同等となる。

図-4.5 に、試験モデル（すみ肉溶接なし、溶接溶込み量は板厚の75%）の観察孔周辺の Von-mises 応力分布の一例を示す。溶接ルート部からのど厚方向に向かう位置および観察孔コバ面において、応力集中が発生していることがわかる。

4. 2 観察孔コバ面ルート部及び周辺部の応力性状

観察孔コバ面ルート部及び周辺部の応力性状を確認するため、FEM 解析により実大鋼床版試験体をモデル化した（試験モデル）、静的荷重試験結果との比較を行った。着目箇所は観察孔コバ面ルート部に貼付した応力集中ゲージの第3ゲージとし、FEM 解析結果もこの位置に相当する要素の応力度を抽出した（図-4.3 参照）。図-4.6 に支間部と交差部におけるスリット長と FEM での荷重範囲の関係を示す。図-4.7 にコバ面ルート部のひずみ影響線の比較を示す。なお、ひずみ影響線の結果は、交差部でスリット長 400mm、600mm と、支間部でスリット長 400mm の結果を示した。図より、FEM での荷重範囲における FEM 解析結果と静的荷重試験結果は、最大、最小のピーク応力発生位置において若干のずれが生じているものの、概ね一致している。

図-4.8 に、コバ面鉛直方向の応力分布の比較結果を示す。図中には、橋軸方向の影響線荷重時のピーク応力（最大、最小）発生位置に荷重した時のコバ面の応力分布を示した。また、FEM 解析結果はデッキプレート下面からの応力をプロットしている。図より、FEM 解析結果から得られたコバ面の鉛直方向の応力分布は、デッキ下面より 3mm 程度の位置から、応力勾配が大きくなっており、

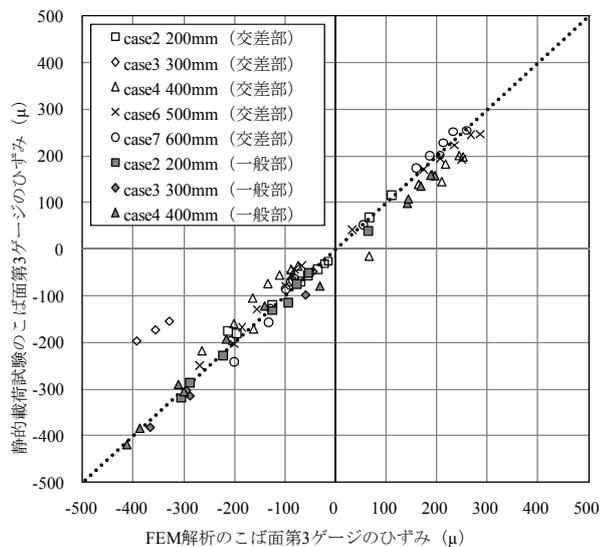
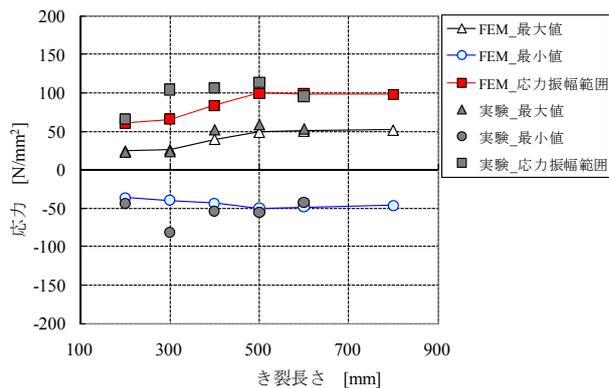
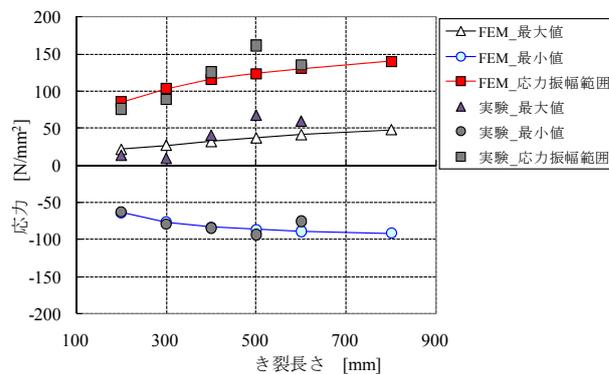


図-4.9 FEM 解析値と試験値の比較（第3ゲージ位置）



(a) 交差部モデル



(b) 支間部モデル

図-4.10 ピーク応力（最大、最小）と応力振幅値の比較結果

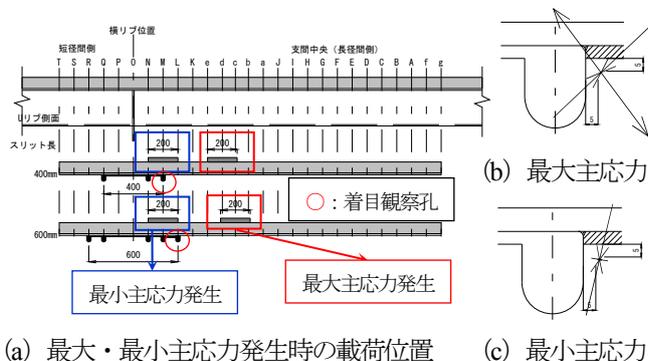
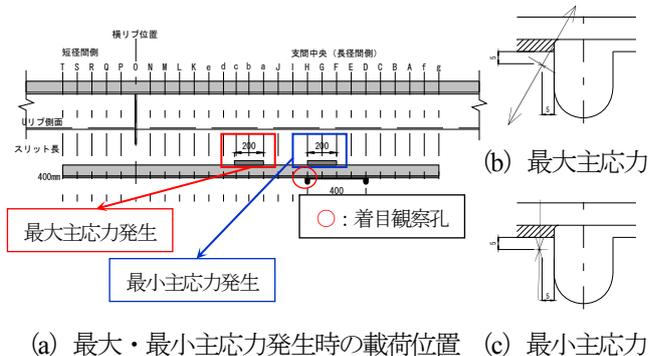


図-4.11 交差部観察孔の主応力



(a) 最大・最小主応力発生時の荷重位置 (c) 最小主応力

図-4.12 支間部観察孔の主応力

局所応力の影響を受け始めていることがわかる。また、応力集中ゲージの第3ゲージ位置以下(第5ゲージ側)では、解析値と試験値が比較的一致していることがわかる。

図-4.9に、FEM解析値と試験値の比較結果(第3ゲージ位置)を示す。図中には、同一荷点位置におけるコバ面の第3ゲージ位置の応力として、解析値をX軸に、試験値をY軸にプロットしている。図より、解析値と試験値は、荷点位置によらず概ね一致していることがわかる。

図-4.10に、き裂長さに着目したコバ面第3ゲージ位置のピーク応力(最大、最小)と応力振幅値の比較結果を示す。図より支間部および交差部ともに、スリット長の増加に伴い、ピーク応力と応力範囲が増加してきているが、スリット長500mmから増加割合が低下してきている。これは、スリット長の増加とともにUリブ剛性の低下に伴い、SFRC舗装側に応力が分担されているため、コバ面の荷重負担が緩和されたためと考えられる。

図-4.11, 12に観察孔近傍におけるUリブウェブの主応力を示す。主応力は橋軸方向の影響線荷重時にUリブウェブ側面に生じた最大・最小主応力を示した。また、最大・最小主応力が生じる荷点位置を図中に示した。図より、Uリブ側面の最大主応力は、観察孔からスリットのない側へ400~500mm程度離れた位置に荷重した時に生じており、せん断力の影響を受けて、斜め上の方向(約135°, 45°)に引張が生じている。また、最小主応力は、観察孔からスリット側へ0~100mm程度離れた位置に荷重した時に生じており、直上荷重による影響を受けて、約90°方向に圧縮が生じている。なお、最大・最小主応力方向ともに、支間部および交差部による大きな違いはみられなかった。ま

た、定点疲労荷重試験の荷重ケース5, 8については、引張主応力が生じる位置を疲労試験の荷重点としているため、き裂が引張応力と直交する方向(デッキ側)に生じた。

4. 3 実橋モデルでのコバ面ルート部の応力挙動

実橋で想定される溶接条件を考慮したモデル(すみ肉溶接脚長6mm, 溶接溶込み量は板厚の50%を基本)を用いて、き裂長, その他の諸元(溶込み量, 溶接脚長, SFRC舗装厚, 縦リブ支間など)をパラメータとした解析結果を図-4.13~16に示す。なお、本節ではコバ面応力としてルート部応力を抽出して比較を行った。

(a) き裂長の影響

図-4.13に試験モデルによるき裂長を変化させた場合のコバ面応力の比較結果を示す。解析モデルはスリット長を変化ケース(200mm~800mm)として、すみ肉溶接

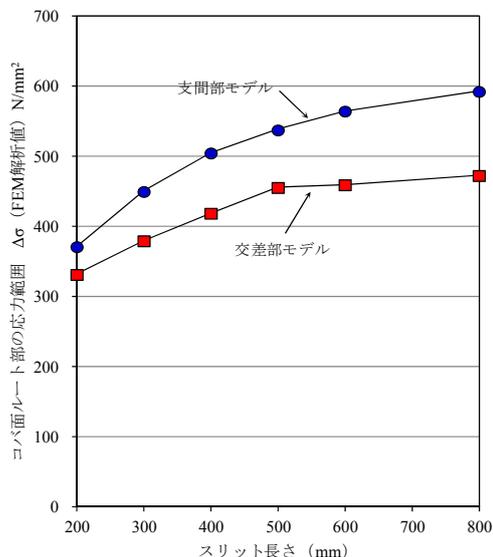


図-4.13 き裂長を変化させた場合のルート部応力範囲

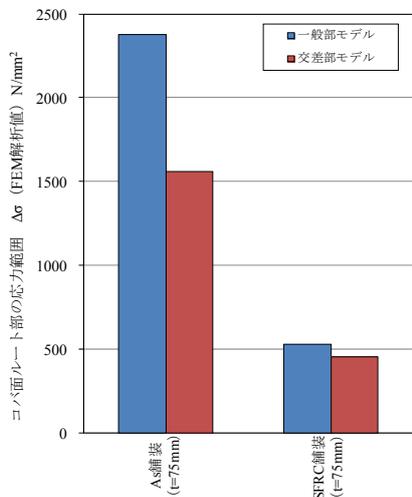


図-4.14 As舗装とSFRC舗装の影響

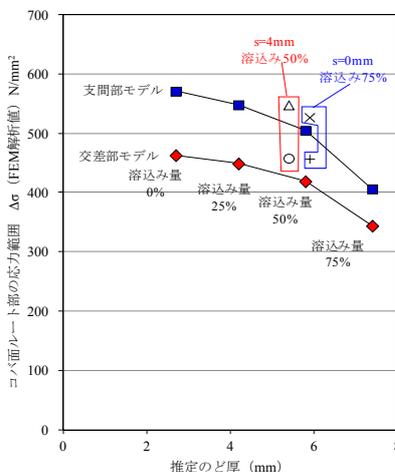


図-4.15 溶込み量と溶接脚長の影響

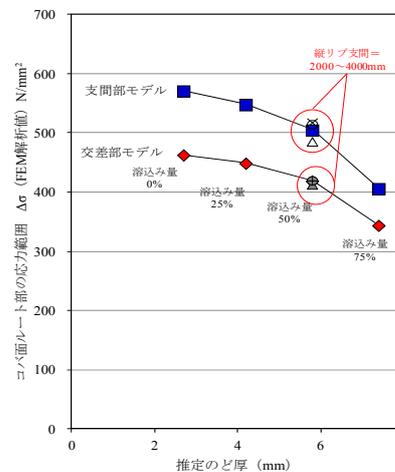


図-4.16 縦リブ支間の影響

脚長 6mm, 溶接溶込み量は板厚の 50%, その他諸元は試験モデルと同等である。図より, 交差部に比較して支間部の方がき裂長によらず, 応力範囲が大きい。また, 支間部および交差部ともに, スリット長が 400~500mm から応力範囲の増加割合が減少する傾向にある。

(b) 舗装剛性の影響 (SFRC 舗装と As 舗装の比較)

図-4.14に, SFRC 舗装 ($t=75\text{mm}$) と As 舗装 ($t=75\text{mm}$) のコバ面応力の比較結果を示す。解析モデルは舗装剛性を変化ケース ($30,000\text{N/mm}^2, 1,000\text{N/mm}^2$) として, スリット長 400mm, すみ肉溶接脚長 6mm, 溶接溶込み量は板厚の 50%, その他諸元は試験モデルと同等である。図より, SFRC 舗装 ($t=75\text{mm}$) と As 舗装 ($t=75\text{mm}$) の舗装剛性を用いた解析結果から, As 舗装時のコバ面応力は, SFRC 舗装時のコバ面応力と比較して, 支間部で約 4.5 倍, 交差部で約 3.5 倍となることがわかった。これより, 実橋で発生したビード進展き裂に対して観察孔を施工する場合には, SFRC 舗装を併用する必要があるものと考えられる。

(c) 溶込み量と溶接脚長の影響

図-4.15に, 溶込み量と溶接脚長を変化させた時の観察孔コバ面応力を示す。解析モデルは溶込み量と溶接脚長を変化ケース (溶込み量 0%~75% (溶接脚長 6mm), 溶接脚長 4mm (溶込み量 50%)) としてスリット長 400mm, その他諸元は試験モデルと同等である。図より, 同一の溶接脚長 ($s=6\text{mm}$) の場合, 溶込み量が多い程, コバ面応力が小さくなる。また, 溶込み量が同一 (50%) で溶接脚長を変化 ($s=4\text{mm}$) させたケースでは, 溶接脚長の大きい方 ($s=6\text{mm}$) がコバ面応力振幅が小さかった。なお, 推定のど厚により, スリット長が同一 (400mm) の試験モデルを, 実橋モデルと比較すると, 近い推定のど厚のケース (溶込み量 50%) よりも, 試験モデルの応力範囲が大きくなることがわかった。

(d) 縦リブ支間の影響

図-4.16に, 縦リブ支間を変化させた時の観察孔コバ面応力を示す。解析モデルは縦リブ支間長を変化ケース (2,000~4,000mm) として, スリット長 400mm, すみ肉溶接脚長 6mm, 溶接溶込み量は板厚の 50%, その他諸元は試験モデルと同等である。図に示すように, 同一の溶接条件とスリット長の場合, 縦リブ支間 (2,000mm~4,000mm) にかかわらず, コバ面応力範囲には, 大きな変化はみられなかった。

5. 交通供用下を対象とした観察孔コバ面の疲労耐久評価

観察孔コバ面ルート部に着目した疲労耐久性評価を, 疲労試験結果と実橋モデルに対する FEM 解析結果を組み合わせるにより行う。具体的には, 実交通の活荷重データを用いて, 疲労試験結果と等価となる年数を試算する。試算にあたり, 表面き裂が U リブウェブを貫通した時 (載荷回数 N_U) の繰返し回数を用いた。

5.1 等価年数の試算方法

(1) 試算手順

以下に, 等価年数の試算手順を示す。

- ① 疲労試験結果 (N_U) に基づき, S-N 線図を作成する。ここで, 参照応力はデッキ下面より, 8mm 位置 (第 3 ゲージ位置) の応力とし, FEM 解析結果により整理を行う。
- ② 疲労試験時における, 参照応力とき裂発生起点となるルート部応力の関係から, ルート部応力範囲と N_U の関係を求める (図-5.2 参照)。
- ③ 実交通供用下における活荷重データを用いて, 実橋モデルにおいて, 表面き裂が U リブ貫通に至るまで

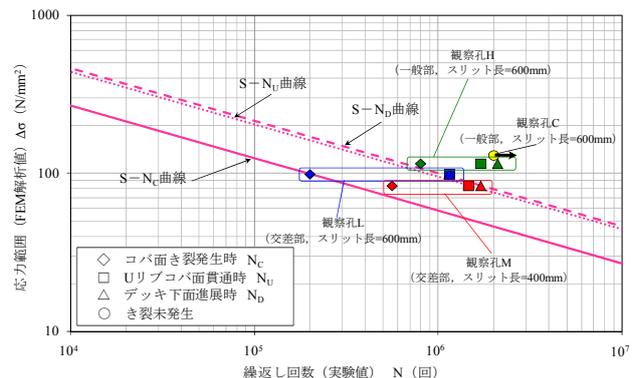


図-5.1 FEM 解析結果を用いた S-N 曲線

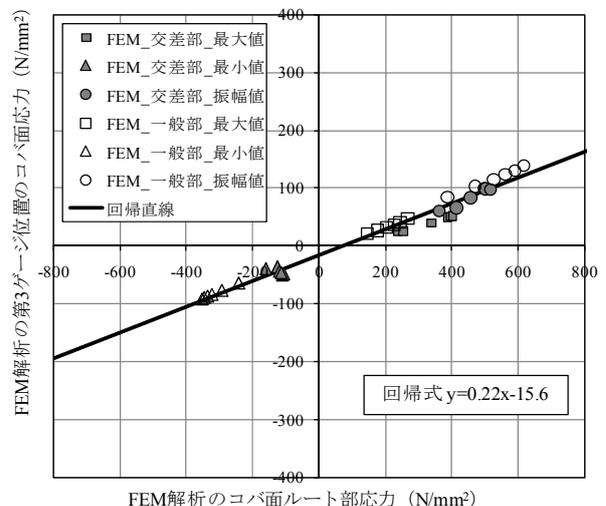


図-5.2 コバ面ルート部応力とコバ面第 3 ゲージ応力の関係

の年数（以下、等価年数）を、下記手順により求める。

- S-N線のべき乗数（ $m=3$ と仮定）に対して、活荷重データに基づき、等価換算輪重を算出する。
- 各種諸元をパラメータとした実橋モデルのFEM解析に基づき、ルート部の応力範囲を整理する。
- ②におけるルート部応力範囲と N_U の関係を用いて、各種諸元でのルート部の応力範囲に対する繰返し回数 N_r と等価換算輪荷重を用いて、累積損傷被害則（修正マイナー則）により大型車交通量に対する等価年数を算出する。

(2) 使用した活荷重データ

交通供用下の輪荷重データには、昭和59年に土木研究所が国道357号線の有明地点で実施した車両実態調査結果^{10),11)}（以下、S59有明）を用いた。S59有明の車両データは、重車両交通路線での調査データの中でも厳しいデータの1つとして、鋼道路橋の疲労設計指針¹²⁾をはじめ、広く参照されているデータである。

(3) 等価年数の算出式

平均軸数の算出式を式(5.1)に、等価換算輪重の算出式を式(5.2)に、等価年数の算出式を式(5.3)に示す。

$$N_{ave} = \frac{\sum N_i}{N_t} \quad (5.1)$$

$$P_{eq} = \left(\frac{\sum (P_i^m \cdot N_i)}{\sum N_i} \right)^{1/m} \quad (5.2)$$

$$Y_{eq} = \left[\frac{P_t^m \cdot N_{tf}}{(\alpha \cdot P_{eq})^m \cdot 365 \cdot N_{ave} \cdot ADTT} \right] \quad (5.3)$$

ここで、

N_{ave} : 平均軸数 (軸/台)

N_i : 各軸重範囲における軸数

N_t : 大型車交通量 (台)

P_{eq} : 等価換算輪重 (kN)

P_i : 各軸の輪重=軸重の1/2 (kN)

m : 疲労設計曲線の傾きを表すべき乗数

Y_{eq} : 等価年数 (年)

P_t : FEM解析時の輪荷重 (150kN)

N_{tf} : 実橋モデルのコバ面ルート部応力をコバ面第3ゲージ位置応力に置き換え (図-2.22 参照), S-N_U 曲線に当てはめた時の繰返し回数(回)

ADTT : 日大型車交通量 (台/日/車線)

α : 横断方向の輪荷重の載荷位置のばらつきを考慮する係数 (=0.8)

5.2 疲労試験結果に基づくS-N線

図-5.1に観察孔から発生したき裂に対する疲労試験結果を示す。横軸にはき裂進展の各イベントに対する載荷回数を、縦軸には第3ゲージ位置の応力振幅解析値を示す。各イベントに対するS-N線は、鋼部材の疲労設計曲線に用いられるべき乗数（直応力, $m=3$ ）である。図より、各イベントにおけるS-N曲線は安全側の評価となるように観察孔位置およびスリット長によらず、各イベントで最も疲労寿命が短くなる試験結果を通る直線とした。なお、S-N_C曲線、S-N_U曲線、S-N_D曲線の全てで観察孔L（交差部, スリット長600mm）の試験結果が最も疲労寿命が短かった。

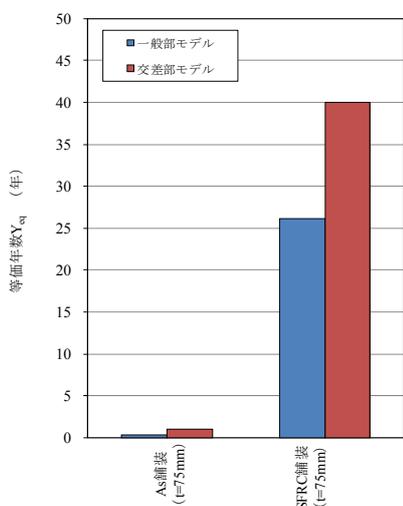


図-5.3 As 舗装と SFRC 舗装の影響

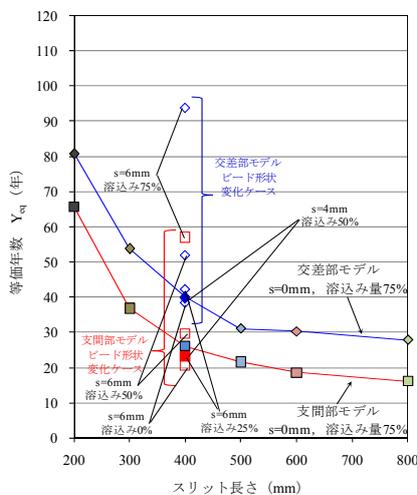


図-5.4 き裂長変化ケースと溶込み量と溶接脚長の影響

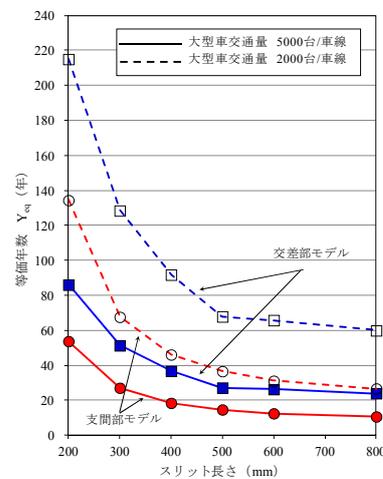


図-5.5 下限値曲線と大型車交通量の影響

5.3 ルート部とコバ面第3ゲージの応力の関係

図-5.2 にコバ面ルート部応力とコバ面第3ゲージ応力の関係を示す。図中に示すプロット点は、橋軸方向の影響線載荷時にコバ面に生じた最大・最小応力に関して、X軸にルート部応力、Y軸にコバ面第3ゲージ位置応力として示した。交差部および支間部によらず、両者の相関性が高いことがわかる。

5.4 等価年数の試算結果

図-4.12~4.15 に示した実橋モデルの解析結果（ルート部応力）を用いて、交通供用下でのコバ面ルート部の疲労耐久性（コバ面の表面き裂がUリブ板厚を貫通するまでの年数）を試算した。

図-5.3 に日大型車交通量5,000台/車線の場合について、SFRC舗装（ $t=75\text{mm}$ ）とAs舗装（ $t=75\text{mm}$ ）の等価年数を比較して示す。As舗装の等価年数は極端に短く、観察孔を施工した場合、応力軽減対策を早い時期に実施する必要性を示唆している。

図-5.4 に、試験モデルについて、日大型車交通量5,000台/車線の場合のき裂長と等価年数の関係を示す。図中には実橋モデルとして、ビード形状（溶込み量と脚長）を変えた結果を併せて示す。き裂長が長くなるにつれて等価年数は短くなっており、き裂長400mmに対して20年弱程度の等価年数となっている。デッキプレートとSFRC舗装の一体化が図られているため、き裂がデッキ内に急速に進展することはないと考えられるが、長いき裂を残置することは望ましくないと言える。なお、支間部よりも交差部の方が、ルート部応力が小さいため、等価年数に換算すると10年程度長くなっている。また、ビード形状を変化させた場合では、同一き裂長（400mm）でも、等価年数の結果に大きなばらつきが生じた。なお、き裂長400mmで等価年数が下限値となった実橋モデルのビード形状は、溶接脚長6mm、溶込み量0%であった。

図-5.5 に日大型車交通量2,000、5,000台/車線の場合の、き裂長と等価年数の関係を示す。図中の実線（下限値直線）はき裂長400mmで等価年数が下限値となったビード形状（溶接脚長6mm、溶込み量0%）と、試験モデルのビード形状（溶接脚長0mm、溶込み量75%）の等価年数の比率を、き裂長変化ケースの結果に乗じたものである。また、図中の破線は、下限値直線に対して大型車交通量を2,000台/車線にした場合の結果である。当然ながら、大型車交通量に比例して等価年数が変わる結果となっている。

6. まとめ

SFRC舗装を施した実大鋼床版試験体を用いて、ビード進展き裂を模擬したスリットと観察孔を施工し、疲労試験により観察孔周辺のき裂の進展性状について検討を行った。また、スリット長や構造諸元を変えた場合のFEM解析を行い、ビード進展き裂の残置が疲労耐久性に与える影響について分析を行った。主な結果を以下にまとめる。

- SFRC舗装未施工の状況では、観察孔コバ面ではルート部の局部応力が大きく、早い時期にき裂が発生する可能性が高い。
- SFRC舗装施工後の場合、観察孔コバ面ルート部では、せん断応力による引張、直上載荷による圧縮応力が交番して作用し、き裂長が長くなるにつれて応力振幅は大きくなる傾向にある。
- 150kNの輪荷重走行時の応力振幅に対して定点疲労試験を行った結果、観察孔コバ面ルート部から、き裂が発生し、コバ面では板厚方向に貫通するとともに、斜め上方に向かってデッキ下面側に進展していた。
- 疲労試験結果と、疲労設計指針で参照されている活荷重データを基に、鋼床版構造諸元、き裂先端の位置、き裂長をパラメータとしたFEM解析を行い、観察孔コバ面からき表面裂が発生しUリブを貫通するまでの等価年数を試算した。その結果、日大型車交通量5000台/車線で、応力的に最も厳しい条件下では、き裂長400mmに対して等価年数は20年弱程度であった。

参考文献

- 1) 三木千壽, 菅沼久忠, 富澤雅幸, 町田文孝: 鋼床版箱桁橋のデッキプレート近傍に発生した疲労損傷の原因, 土木学会論文集No.780, pp.57-69, 2005.1.
- 2) (独)土木研究所, (株)横可ブリッジ, (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.
- 3) 児玉孝喜, 緑川和由, 玉越隆史, 村越潤, 山本洋司, 一瀬八洋, 大田孝二: 大平高架橋の鋼床版におけるSFRC舗装によるひずみ低減効果, 土木学会第6回道橋橋床版シンポジウム論文報告集, pp.111-120, 2008.6.
- 4) 菊池孝雄, 児玉孝喜, 後藤和満: 湘南大橋における鋼床版の疲労対策, 土木学会 第10回鋼構造と橋に関するシンポジウ

- ム, pp.1-10, 2007.8.
- 5) 小野秀一, 下里哲弘, 増井隆, 町田文孝, 三木千壽: 既設鋼床版の疲労性能向上を目的とした補強検討, 土木学会論文集, No. 801, pp.213-226, 2005.10.
 - 6) 牛越裕幸, 下里哲弘, 木下琢雄, 弓削太郎: 鋼床版デッキプレートとトラフリブ溶接部に発生した亀裂の進展性状と応急対策状況, 土木学会年次学術講演会, Vol.61, pp.1085-1086, 2006.9.
 - 7) (独)土木研究所: 鋼床版橋梁の疲労耐久性技術に関する共同研究(その2)報告書 -SFRC 舗装した鋼床版実大供試体の静的載荷および移動輪荷重試験一分冊 1/2, 共同研究報告書 No.392, 2009.10.
 - 8) (独)土木研究所: 鋼床版橋梁の疲労耐久性技術に関する共同研究(その2)報告書 -SFRC 舗装した鋼床版実大供試体の静的載荷および移動輪荷重試験一分冊 2/2, 共同研究報告書 No.398, 2009.10.
 - 9) 藤原稔, 岩崎泰彦, 田中良樹: 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, 橋梁研究室, 1988.1.
 - 10) 藤原稔, 岩崎泰彦, 田中良樹: 限界状態設計法における設計活荷重に関する検討II, 土木研究所資料第 2700 号, 橋梁研究室, 1989.1.
 - 11) (社)日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, pp.9~13, 2002.3.

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

Abstract : Recently, serious fatigue damages have been observed increasingly on steel highway bridges which carry severe traffic loads and experience long periods after their completions. The damages are mostly caused by the combination of factors such as traffic volume, structural detail, and the quality of welded connection of the 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 the relation between the occurrence tendency and cause of the fatigue damage based on experimental and analytical studies, and to prepare technical guidelines for engineers who engaged in the inspection, diagnosis and retrofit of highway bridges. In FY2010, the effectiveness of SFRC pavement, as the reinforcement method for fatigue damages in orthotropic steel deck, was examined.

Key words : steel highway bridges, fatigue crack, orthotropic steel decks, SFRC pavement