

# バルブリーブを有する鋼床版箱桁橋の疲労き裂発生メカニズムの 解明と疲労寿命評価に関する研究

橋梁工学分野 豊田 雄介

## Abstract

近年、過大な活荷重による応力の局所的な繰返し作用により、鋼床版の縦リブ近傍の溶接ルート部からデッキプレートにき裂が進展し、車両の走行性に支障を来す疲労損傷が発生している。大型車交通量の多い路線や、供用後の経過年数が多い路線を中心に、今後、この種の疲労損傷の増加が懸念される。そのため、部材の寿命や補強手法による効果を明確にした上で、ライフサイクルコストを考慮した合理的な鋼床版の維持管理システムを構築し、維持修繕費の軽減を図ることが重要である。本研究では、実際に疲労き裂の発生が認められた実橋梁を対象に、全橋 FEM モデルを構築し、FEM 解析により疲労き裂発生箇所における発生応力を明らかにし、疲労き裂に対する補強手法を提案している。さらに、確率・統計論に基づき、対象橋梁に内在する作用側および抵抗側の不確定要因を考慮した疲労寿命を算出している。

## 1. 研究背景・目的

近年、鋼床版橋梁において、厳しい活荷重実態を背景に縦リブ近傍の溶接ルート部からき裂が発生し、デッキプレートに進展する疲労損傷事例が報告されている。鋼床版は薄肉集成構造物であることから、局所的な繰返し応力が溶接部に発生しやすく、疲労き裂発生の原因となっている。特にデッキプレートへき裂が進展する場合、舗装面にひび割れを起し、車両の走行安定性を低下させるため、早急な補強対策が必要である。しかしながら、都市部の高架橋は、交通量の多さや用地等の制約から素早い対応ができない現状にある。また、今後大型車交通量の多い路線や、供用後の経過年数が多い路線を中心に、疲労き裂を含めた損傷の発生は更に増加していくものと考えられる。したがって、将来における維持管理の重要性はより一層高まることとなり、それに伴う維持修繕費の増加も避けられない。そのため LCC を考慮した合理的な維持管理システムの構築が必要であり、維持修繕費の軽減に向けた取り組みが喫緊の課題となっている。しかし、橋梁などの道路構造物の維持管理活動は、近接目視点検が主流であり、その構造物の劣化状態の判断には個人の経験的な主観で評価されることになりがちである。そのため、構造物の現状性能の定量的評価を効率的かつ安価に実施し、効率的な維持管理手法を確立することが求められている。

本研究では、対象橋梁の全橋 FEM モデルを構築し、疲労き裂発生箇所における現状の発生応力を評価すると共に種々の補強手法を提案し、疲労き裂に対する補強

効果を評価した。さらに、確率・統計論に基づき、対象橋梁に内在する作用側および抵抗側の不確定要因を考慮した疲労寿命を算出し、評価した。

## 2. 対象橋梁の概要

対象橋梁は、阪神高速道路 3 号神戸線にある 3 径間連続鋼床版 1 箱桁橋梁である。径間割は 54.5m, 78m, 54.3m であり、本研究では中央径間を対象とする。幅員は 9,500mm の 2 車線からなり、大阪側の桁 (JN 橋 : 神上 S585-587, JS 橋 : 神下 S585-587) と神戸側の桁 (KN 橋 : 神上 S588-590, KS 橋 : 神下 S588-590) に分けられる。

構造の特徴としては、縦リブにバルブプレートが用いられている。また、対象橋梁の建設時、設計基準と計算手法が確立されていなかったため、現在の標準図とは異なる構造ディテールが用いられている。すなわち、横リブのスリット部におけるスカーラップの R が現行 R=40 より小さい R=30 であること、同規模の鋼床版箱桁に比べ、桁幅が 4,500mm と広く扁平な構造であること、板厚は下フランジ 9mm, ウェブ 12mm と薄く、中間支点付近において、デッキプレートは 12mm と増厚されていないことである。その結果、現在の構造と比較して主桁系の曲げ剛性が低く、板曲げによる応力集中が発生しやすく、構造ディテールに起因する疲労き裂を誘発する現状にある。

疲労き裂の損傷率に関して、大阪側桁は神戸側桁よりはるかにその損傷率が高い。大阪側桁は曲線桁であることに対し、神戸側桁は直線桁であることが両者の違いで

はあるが、その因果関係については明らかとなっていない。しかし両者の活荷重履歴は同じであるため、今後神戸側桁の疲労き裂の発生状況も増加する可能性がある。



図-1 対象橋梁の外観

## 2.1 疲労き裂事例

対象橋梁に多く発生している疲労き裂は以下の図-2のようなタイプ1~3に分けられる。また、タイプごとの損傷件数を図-3に示す。

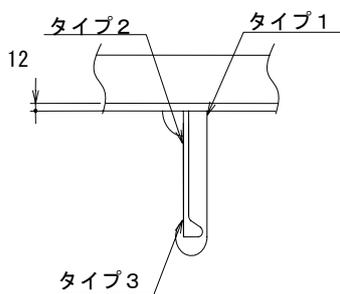


図-2 疲労き裂発生箇所の分類

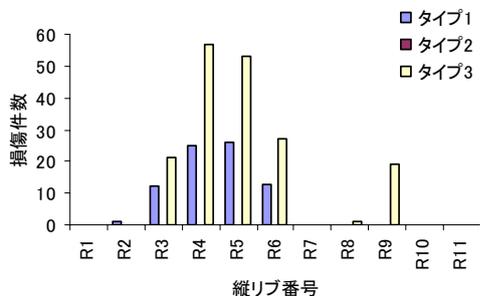


図-3 タイプ別疲労き裂発生件数

### 2.1.1 疲労き裂タイプ1

本き裂はスリット上縁のまわし溶接部の横リブウェブ側溶接止端部から発生し、デッキプレート方向に向かって溶接ビードを斜めに横断するように進展する。



図-4 タイプ1発生状況

### 2.1.2 疲労き裂タイプ2

本き裂はスカーラップのまわし溶接部の溶接ビード上に発生する。他のタイプの疲労き裂に比べ、損傷事例は少ない。

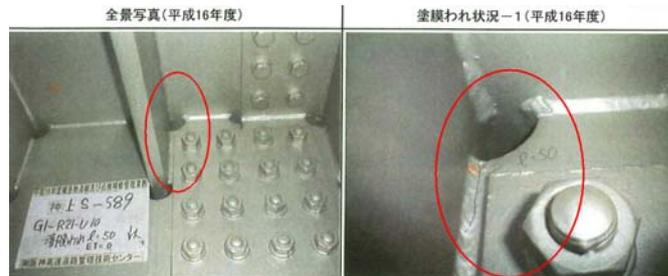


図-5 タイプ2発生状況

### 2.1.3 疲労き裂タイプ3

本き裂はスリット自由縁のまわし溶接部の横リブウェブ側溶接止端部から横リブウェブにかけて進展する。



図-6 タイプ3発生状況

## 3. FEM 解析モデル

### 3.1 解析モデルの概要

解析モデルの構築にあたり、対象橋梁の3径間から中央径間を抽出し、着目断面を中心とした6パネル分を立体モデルとしてシェル要素およびソリッド要素、その他の区間は梁要素を用いて構築した。梁要素とシェル要素の結合部分に関しては、シェル要素で構成された断面の平面保持を仮定し、剛体要素を用いて梁要素の一点と結合させている。シェル要素とソリッド要素との結合は剛結としている。また、着目断面に隣接する2パネルでは、縦リブをソリッド要素、その他4パネルではシェル要素としている。アスファルト舗装はソリッド要素を用いてモデル化した。

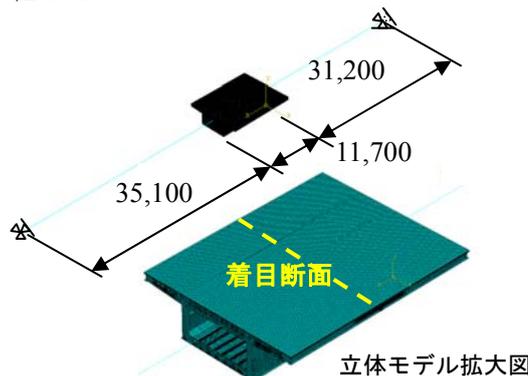


図-7 解析モデル全体図 (単位:mm)

鋼材の弾性係数は $E_s=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ，ポアソン比は $\nu_s=0.3$ ，舗装の弾性係数は，10月期を想定した標準的な値として $E_a=1.5 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ <sup>1)</sup>，ポアソン比は $\nu_a=0.35$ とした。

### 3.2 解析モデルの妥当性の検証

解析モデルの妥当性を，本橋梁の設計計算書<sup>2)</sup>に示される死荷重による主桁応力と解析結果とを比較し，検証した．ここでは，図-8に示す箱桁の腹板上端，下端の応力に着目する．

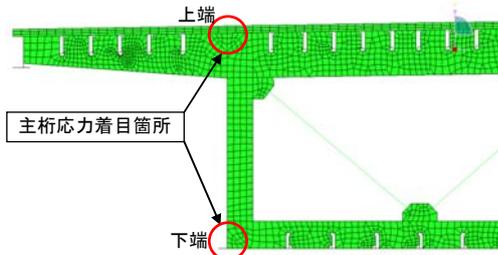


図-8 主桁応力着目箇所

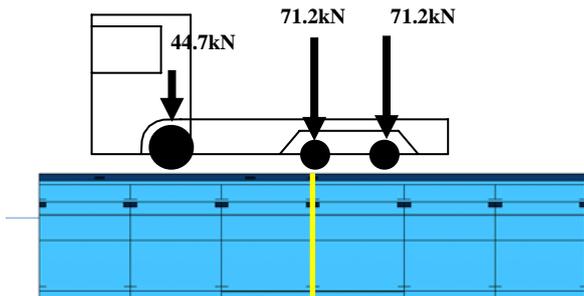
表-1 主桁応力値の比較 (N/mm<sup>2</sup>)

	設計値	解析結果
上端	-43.7	-53.2
下端	88.0	102.1

表-1より，解析結果の応力値が設計計算書のものと比較してやや大きいものの，その傾向は類似している．解析モデルの応力に着目している箇所に関して，その要素分割形状が影響し，設計計算書で着目している箇所とは厳密に対応していないことが原因として考えられるが，解析モデルは妥当であると判断できる．

### 3.3 荷重条件

解析に用いた輪荷重条件と橋軸方向の荷重位置を図-9に示す．荷重車両は20tonトラックを想定し，後軸前輪が着目断面の直上に位置するまた，橋軸直角方向の荷重位置は，図-10の車両の走行頻度を参考に，図-11に示す6ケースを設定した．この際，横リブのスリット部に対して，後輪を偏載させる位置となるようにした．なお，箱桁断面内の縦リブに，左端からR1~R11と番号をつけた．



着目横リブ  
図-9 橋軸方向の荷重位置

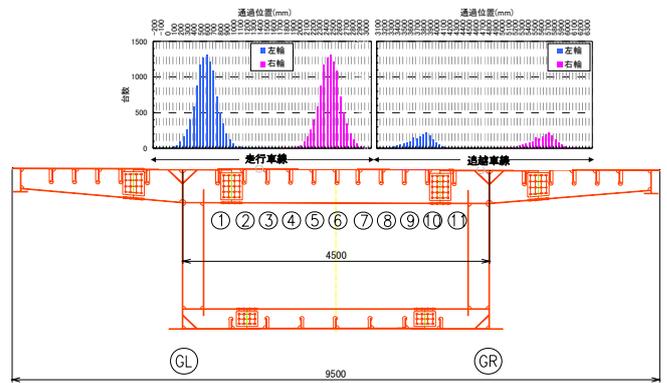


図-10 車両走行位置の頻度分布

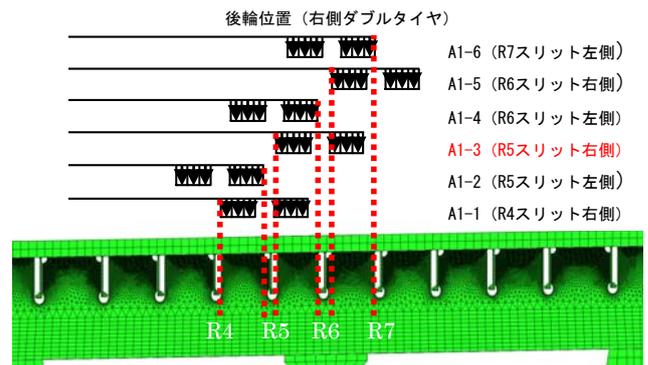


図-11 橋軸直角方向の荷重位置

### 3.4 着目要素

疲労き裂のタイプ1~3に対応する要素に着目する．タイプ1に対応するスリット上縁の溶接止端部の要素を着目要素1，タイプ2に対応するまわし溶接上端部の要素を着目要素2，タイプ3に対応するまわし溶接下端部の要素を着目要素3とする．それぞれの着目要素の詳細を図-12に示す．なお，各要素において着目する発生応力は，疲労き裂発生の要因となる方向の直応力，つまり着目要素1では鉛直方向の直応力，着目要素2，3に対しては水平方向の直応力とする．

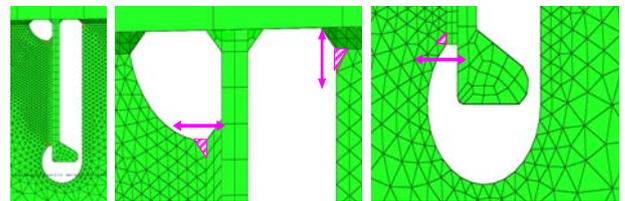


図-12 発生応力の着目要素

### 3.5 補強手法

#### 3.5.1 縦対傾構追加手法

箱型断面中央部に縦対傾構を追加する．縦対傾構は提案されている形状の剛性を考慮した梁要素とした．実際に設置する際は，ガセットプレートの追加と形状の変更が必要であり，解析モデルにおいてもそれらを忠実に再現した．

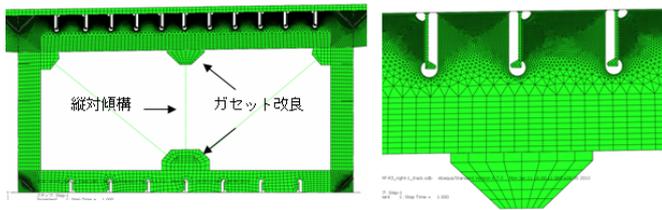


図-13 縦対傾構追加案のモデル図

### 3.5.2 スリット閉塞手法

横リブのスリット全箇所を閉塞する。実際の補強手法は、L型アンクル材を用いて、横リブとバルブリブを接合させるが、解析モデルでは、その剛性を考慮してスリットをソリッド要素で埋め込むことで再現した。

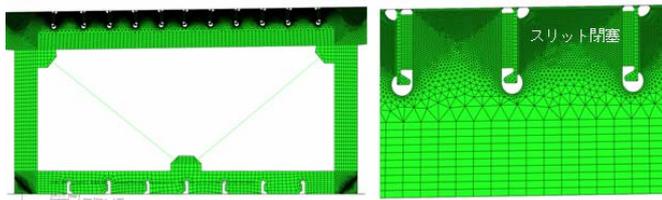


図-14 スリット閉塞案のモデル図

### 3.5.3 併用手法

縦対傾構追加，スリット閉塞手法の併用である。

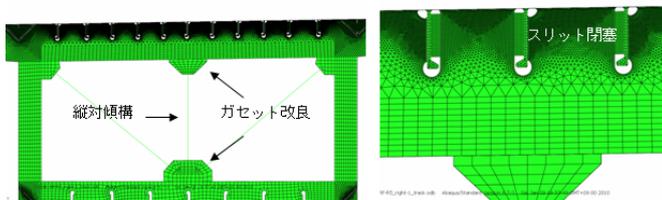


図-15 併用案のモデル図

## 4. FEM 解析による解析結果

### 4.1 疲労き裂発生メカニズム

対象橋梁における疲労き裂の発生状況は輪荷重直下にあたる縦リブにおいて、その損傷件数が多く報告されている。これは、輪荷重による接地圧が直下の縦リブ周辺の溶接部に与える影響が大きいことが原因と考えられるが、図-16の輪荷重載荷の変形図および最大主応力のコンター図を見ると、輪荷重による接地圧のみならず、輪荷重載荷による横リブの変形、特にスリット部のせん断変形が原因であると考えられる。このようにスリット部がせん断変形を起こし、スリット部周辺の溶接部に応力集中が発生し、疲労き裂の原因となっていると考えられる。また、輪荷重載荷位置付近に疲労き裂の発生件数が数多く報告されているが、横リブ中央部のスリット、すなわち輪荷重載荷位置付近のスリット部のせん断変形量が他のスリット部と比べて大きいことが原因として考えられる。

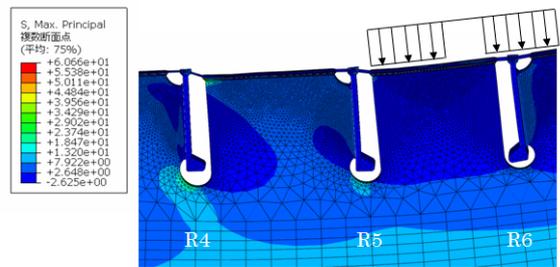


図-16 スリットのせん断変形状況

### 4.2 タイプ別発生応力の評価

載荷位置をパラメータとして得られた着目要素の発生応力から、図-17～19に示す直応力範囲を算出した。

疲労き裂タイプ1では、現状の未補強モデルの結果を見ると、実際の損傷状況は、R3～R6に顕著に疲労き裂が発生しているが、中央の縦リブにおいて応力が高い傾向にあり、損傷状況を再現できていることがわかる。

縦対傾構追加手法では応力範囲のピーク値が2割程度減少しており、応力範囲の傾向も未補強モデルと類似し、やや減少傾向である。

スリット閉塞手法では、その応力範囲が約  $6\text{N/mm}^2$  以下となり、応力範囲は未補強モデルの7～8割程度に減少し、補強が有効であることがわかる。しかし、スリット閉塞手法と併用手法とでは、縦リブR7において併用手法の応力範囲が4割程度減少する以外に顕著な差が認められず、縦対傾構とスリット閉塞を併用する効果は限定的であることがわかる。

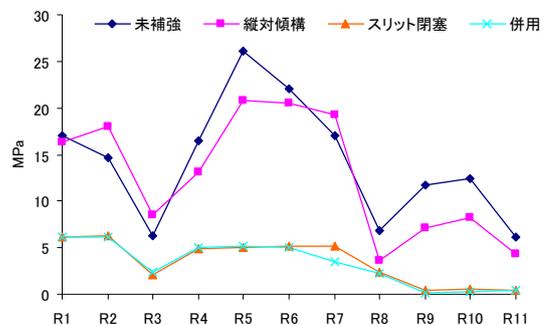


図-17 リブ別直応力範囲（タイプ1）の比較

疲労き裂タイプ2では、未補強の発生応力が最大でも  $6.0\text{N/mm}^2$  と低く、実際の損傷件数が少ないことと符合している。

縦対傾構追加手法では、疲労き裂タイプ1と同様に未補強モデルと応力範囲の傾向が類似しており、R2, R3において  $1.0\text{N/mm}^2$  程度の増加がみられるものの、全体として応力範囲は1～3割程度減少する傾向にある。

一方、スリット閉塞手法では、未補強の応力範囲より2～5倍程度増大する傾向となる。これは、スリットを閉塞することで、横リブ全体に輪荷重に対する応力の分担が生じ、未補強時には発生応力が低かった箇所に対し

て応力の増加が生じたと考えられる。そのため、スリット閉塞手法を用いる場合、疲労き裂の発生件数が少なかったき裂タイプ2の損傷状況が悪化する可能性がある。

また、併用手法についてもスリット閉塞手法と同様に、未補強時の応力範囲より増大している。しかし、そのピーク値はスリット閉塞手法より2割弱低減しており、縦対傾構の効果を確認することができる。

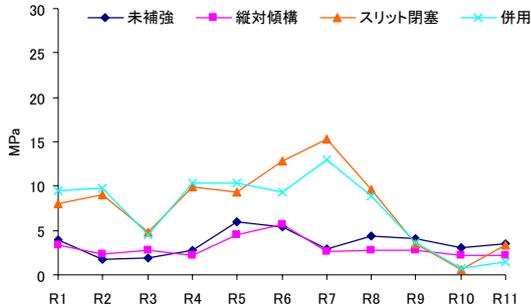


図-18 リブ別直応力範囲（タイプ2）の比較

疲労き裂タイプ3では、図-3に示すようにR4, R5において数多くの損傷が報告されているが、未補強の発生応力は全体的に7 N/mm<sup>2</sup>と低い。つまり、き裂タイプ3は構造上の問題として、対象橋梁の横リブのスリット部のスカーラップのRが現行の標準であるR=40より小さいR=30となっていることがき裂発生の原因として考えられる。

縦対傾構を追加する手法は、発生応力にあまり影響を及ぼさないことが確認でき、その補強効果は小さいことがわかる。また、スリット閉塞手法では、未補強時よりピーク値が2倍程度応力が増加する傾向にあり、現状の疲労き裂発生状況を悪化させる可能性がある。これは、タイプ2の場合と同様、横リブ全体での荷重分担が影響していると考えられる。併用手法についても、スリット閉塞手法と同様な傾向を示している。

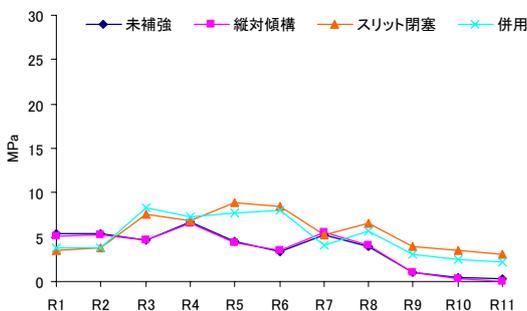


図-19 リブ別直応力範囲（タイプ3）の比較

## 5. 疲労寿命の評価

### 5.1 線形累積損傷則<sup>3)</sup>

疲労寿命の評価の手法については、疲労き裂のタイプごとに累積損傷度を用いたマイナーの線形累積損傷則

を用いる。マイナーの線形累積損傷則とは、実働荷重のような応力振幅が変動する場合の疲労寿命を一定振幅応力下で得られる S-N 曲線から疲労寿命を推定する手法である。応力振幅  $\Delta\sigma_i$ での疲労寿命が  $N_i$ のときその応力振幅が  $n$  回繰り返された時点での累積損傷度を  $n_i / N_i$  で表し、すべての応力振幅に対する累積損傷度の線形和  $D = \sum (n_i / N_i)$  が1となることを疲労寿命とするものである。また、疲労寿命  $N_i$ は疲労設計曲線を表す定数である  $c_0$ を用いて (5.1), (5.2) のように定義される。

$$\Delta\sigma_i^m \cdot N_i = C_0 \quad (5.1)$$

$$C_0 = 2 \times 10^6 \cdot \Delta\sigma_f^m \quad (5.2)$$

( $\Delta\sigma_f$ :  $2 \times 10^6$  回基本許容応力範囲)

$m$  は疲労設計曲線の傾きを表す指数であり、直応力を受ける継手に対しては  $m=3$  が与えられる。また、 $2 \times 10^6$  回基本許容応力範囲  $\Delta\sigma_f$  (N/mm<sup>2</sup>) は継手の強度等級に依存する。

### 5.2 活荷重シミュレーション

作用側の不確定要因として、1日あたりに通過する車両の車量の重量、走行位置、抵抗側の不確定要因として継手強度とし、これらを確率変数とし、1日あたりの活荷重列を活荷重シミュレーションにより発生させた。なお、シミュレーション回数は10,000回である。表-2に車種別の日交通量、車重と通過位置に関する統計データを示す。なお、継手強度は安全側の評価をするため文献のデータから最大の標準偏差0.2865と仮定した<sup>3)</sup>。

表-2 車種別交通データ

車種	日交通量	車重 (ton)			タイヤの通過位置 (mm)		
		平均値	標準偏差	分布形	平均値	標準偏差	分布形
中型車	5,256	6.7	2.2	LN	577	179	N
大型車2軸	1,007	12.8	3.5	LN	577	179	N
大型車タンデム軸	4,230	18.6	5.4	N	577	179	N
大型車トレーラー	2,165	30.9	11.2	N	540	165	N

### 5.3 応力範囲頻度分布の算定

活荷重列によって発生した変動振幅応力波形から応力範囲頻度解析を行い、応力範囲の頻度分布を算出する。解析手法にはレインフロー法<sup>4)</sup>を用いる。この手法は、ある変動波形の応力と時間の関係を屋根を伝って落ちる雨垂れとみなし、この雨垂れの落下経路から、応力範囲の各成分とそれに対応する繰り返し回数を求める手法である。図-20に算出した応力範囲の頻度分布を示す。

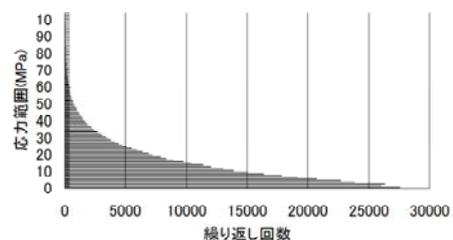


図-20 応力範囲頻度分布

## 5.4 累積損傷度の確率分布モデルの決定

応力範囲の頻度分布より、1日あたりの累積損傷度を10,000日分算出した。さらに、累積損傷度の確率分布モデルを決定するために、アンダーソン・ダーリング検定<sup>5)</sup>を行った。その結果、有意水準1%において、その確率分布モデルとして対数正規分布が採用された。

## 5.5 破壊確率の算定

破壊確率の定義として、累積損傷度の確率密度関数が1以上となる範囲を破壊確率と定義する。図-21に累積損傷度分布と破壊確率の関係を示す。

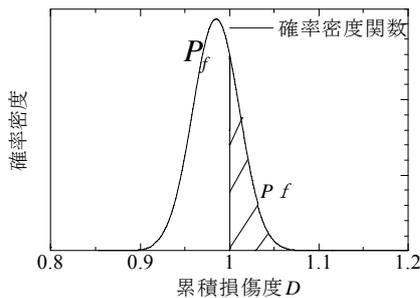


図-21 累積損傷度と破壊確率の関係

破壊確率の算出にあたり、未補強時における疲労き裂が多発している箇所に着目した。タイプ1ではR5、タイプ3ではR4の疲労き裂に対して破壊確率を算出した。表-3に結果を示す。

5%破壊確率における経過年数は、R4-type3に関しては、継手強度のバラツキを考慮すると43.3年、継手強度のバラツキを無視すると44.4年である。R5-type1に関しては38.3年、38.6年となり、継手強度のバラツキが破壊確率に与える影響は最大1年程度であることがわかった。また、各破壊確率が現状の損傷率に達する年数をみると、R4-type3に関しては、継手強度のバラツキの考慮の有無によらず、どちらも約半年後に現状の破壊確率に達することとなる。つまり、作用側よりも継手強度のバラツキのような抵抗側の不確定要因が破壊確率に与える影響が大きいことがわかる。

表-3 破壊確率の結果

着目箇所	R4-type3		R5-type1	
	現状損傷率		現状損傷率	
現状損傷率	58.8%		26.6%	
推定強度等級	H等級		E等級	
継手強度のバラツキ	有	無	有	無
42.2年経過時 $P_f$ (%)	0%	0%	100%	100%
5% $P_f$ (%)時年数	43.3年	44.4年	38.3年 (13,979日)	38.6年
現状損傷率年数	43.6年	44.8年	38.3年 (13,996日)	38.7年
推定 $\Delta\sigma_f$ (N/mm <sup>2</sup> )	39.6	39.2	82.6	82.2

## 6. 結論および今後の課題

本研究では、疲労き裂発生メカニズムと、その対策

としての補強案の効果を、FEM解析による発生応力評価に基づき検討した。さらに、FEM解析結果に基づき、モンテカルロシミュレーションによる破壊確率を算出し、対象橋梁の供用期間と疲労き裂発生率を比較し、疲労寿命の評価を行った。以下に本研究で得られた主な結論を示す。

- i) 疲労き裂発生メカニズムは直上輪荷重の接地圧とスリット部のせん断変形による応力集中によって説明することができる。
- ii) 疲労き裂タイプ1に対して、縦対傾構追加手法では応力範囲のピーク値が2割程度減少している。スリット閉塞手法は、発生応力が未補強の7~8割程度減少し、その補強手法が有効であることがわかった。
- iii) 疲労き裂タイプ2に対して、縦対傾構追加手法は、全体として応力範囲は減少する傾向にある。一方、スリット閉塞手法および併用手法は、未補強モデルの応力範囲より2~5倍程度増大する傾向となり、損傷状況が悪化する可能性がある。
- iv) 車重や走行位置のような作用側の不確定要因よりも抵抗側の不確定要因である継手強度のバラツキが、破壊確率に大きな影響を与えることがわかった。
- v) 5%破壊確率時の経過年数と現状損傷率の経過年数にあまり違いがみられなかったが、標準偏差の値が小さいことが原因として考えられ、極めて小さい標準偏差に対しては、わずかな年数(日数)が経過するだけでも、破壊確率に大きな変化を与える原因となることが分かった。
- vi)  $2.0 \times 10^6$ 基本許容応力範囲を推定すると、R4-type3ではH等級の40N/mm<sup>2</sup>より低く、R5-type1ではE等級の80N/mm<sup>2</sup>より高い値を示した。疲労き裂タイプ3の損傷率の高さは、スカーラップにおける構造上の問題が原因として考えられ、早急な対策を実施する必要がある。

## 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，第780号，p.57-69，2005年1月
- 2) 阪神高速道路公団：神戸一合織明治工区梅香橋設計計算書
- 3) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針・同解説
- 4) 大倉一郎：鋼構造設計学の基礎，2004年5月
- 5) 伊藤學，亀田弘行，能島暢呂，阿部雅人：改訂 土木・建築のための確率・統計の基礎，2007.1

## 討 議 等

### ◆討議 [ 鬼頭 宏明准教授 ]

L型アングル材の添接による補強を、スリットを閉塞することで解析モデルに再現すると、応力の集中する点が変わってしまうのではないか。

◆回答：疲労き裂タイプ 2 では、スリットを閉塞することで、未補強時より応力が 2~5 倍程度増加する結果となっており、対象き裂の補強だけに着目して検討することは望ましくない。

### ◆討議 [ 大内 一教授 ]

疲労寿命の診断に FEM 解析が必要なのか。

◆回答：疲労寿命の評価には、着目する箇所の発生応力をデータとして扱うため、FEM 解析または実測によって発生応力を評価する必要がある。

### ◆討議 [ 大内 一教授 ]

疲労寿命推定の手法は、ある特定の橋梁に対する手法として受け取ればよいのか。

◆回答：FEM 解析に基づいた疲労寿命の評価手法であるので、対象橋梁以外の橋梁に対して適用する際は、再度 FEM 解析または実測による応力の抽出が必要となるが、同様な構造形式を持つ橋梁に対しては一定の指標になると考えられる。

### ◆討議 [ 角掛 久雄助教 ]

継手強度のバラツキを考慮して、どのような対策が考えられるのか。

◆回答：継手強度のバラツキを考慮すると、疲労寿命が短くなる結果となり、早急な補修・補強対策を施す必要があるが、その手法は本研究において言及していない。しかし、施工段階において、グラインダーを用いた溶接部の仕上げを行うことは疲労寿命の延命に対して有効な手段である。