

疲労損傷を受けたアーチ橋に対する補強効果について

EFFECT OF REHABILITATION ON FATIGUE DAMAGES OF ARCH BRIDGE

西星匡博* 岡 隆延** 山田健太郎*** 寺田博昌**** 秋本正信*****

By Masahiro NISHIBOSHI, Takanobu OKA, Kentaro YAMADA, Hiromasa TERADA and Masanobu SUGIMOTO

Various fatigue damages were observed in members of a 25 years old skewed arch bridge, such as vertical members of the arch, stringers and concrete slab, which was subjected to heavy truck traffics. In order to investigate the cause of damages and an appropriate rehabilitation procedure, as well as to evaluate a rehabilitated structure, stress and vibration measurements were carried out. The results suggested that the bridge had insufficient stiffness to carry such a heavy truck traffics, mainly due to the skewness and/or the lateral-torsional deformation of the whole structure. The bridge was reformed accordingly by changing the system into the spandrel braced arch, and replacing the concrete slab into the orthotropic steel decks. Structural reforms, general and local, for the fatigue damages were worked on the bridge. The prolongation on the fatigue lives of members was recognized by measurement of stress range histogram.

1. はじめに

鉄道橋に比べて道路橋では、これまで繰返し応力による疲労についてはあまり重要視されていなかった。道路橋では一般に死荷重に対する活荷重の比率が小さく、輪荷重の直接載荷を受ける鋼床版を除き、活荷重に起因する疲労についての影響は小さいとされていたためである。しかし、近年鋼床版の使用などによる死荷重の軽減と、大型トレーラーや過積載車両による活荷重の増大が相まって活荷重比率が高まって来た。こうした現状と、実構造物においても疲労損傷が生じてきたことから、道路橋においても疲労に対する検討の必要性が認識されるに至り、構造形式によっては疲労に対する配慮が必要であるとされている。¹⁾ また、橋梁に疲労損傷が発生した場合、維持管理上有効な補強方法を検討する必要に迫られているのが現状である。

本論文で対象としたのは名神高速道路蟬丸橋であり、激しい疲労損傷を受けた上路アーチ橋である。蟬丸橋は、昭和38年7月の名神高速道路(栗東-尼崎間)開通以来24年間重交通(断面交通量84,000台:平成元年度平均)を支えてきた結果、床版コンクリートの損傷の他、縦桁、垂直材、アーチリブの接合部等の各部位に損傷が発生したため、下り線は平成元年10月に、上り線は平成2年10月に大規模な補強工事が実施された。

* 工修 ㈱ フジエンジニアリング 調査設計部 (〒530 大阪市北区中崎西4丁目3番地27)

** 日本道路公団 栗東管理事務所 改良助役 (〒520-30 滋賀県栗太郡栗東町大字小野758番地)

*** 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科 (〒464 名古屋市千種区不老町)

**** 工博 ㈱ 横河橋梁製作所 (〒260 千葉県千葉市新港 88番)

***** 工修 ㈱ フジエンジニアリング 調査設計部 (〒530 大阪市北区中崎西4丁目3番地27)

クラックはクラウン近傍の部材長の短い垂直材に多く発生し、全垂直材24本中6本にクラックが発生していた。部材長が長ければ、垂直材とアーチリブまたは外縦桁との接合部に作用する曲げモーメントは垂直材自身の変形である程度吸収し溶接ビード部分には大きな応力は生じないが、部材長の短い垂直材では垂直材自身の変形による応力の軽減は期待できない。したがって、クラック発生の直接的な要因としては垂直材とアーチリブまたは外縦桁との接合部に応力が集中するためと考えられる。

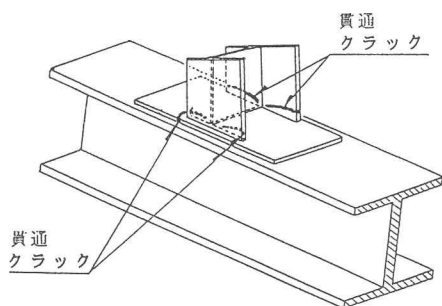


図-4 垂直材クラック状況図



図-5 垂直材クラック状況写真(1)



図-6 垂直材クラック状況写真(2)

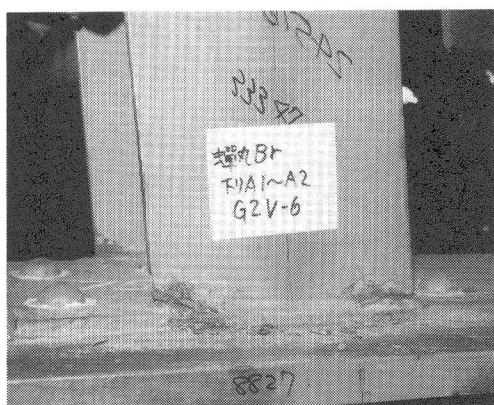


図-7 垂直材クラック状況写真(3)



図-8 縦桁クラック状況写真(1)

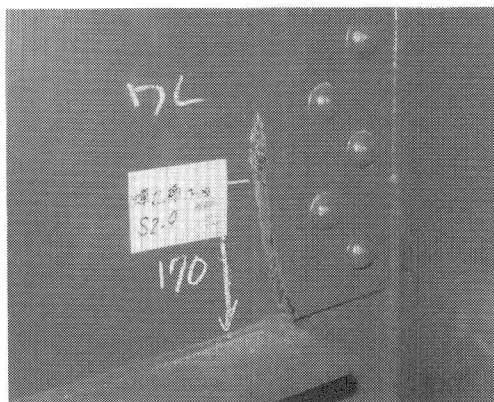


図-9 縦桁クラック状況写真(2)

(2) 縦桁端部（横桁との交差部）

本橋の床組は、RC床版とそれを支える4本の縦桁、各縦桁間に増設された3本の中間縦桁、横桁、ラテラルで構成されている。これらのうち、縦桁が横桁に取付く部分の縦桁ウェブに、ウェブ下端のスカルアップ部から斜め上方にクラックが発生していた。ひびわれ発生箇所数は12箇所、長さは最大280mmであった。クラック発生箇所を図-3に示し、クラックの状況を図-8および図-9に示す。スパン中央部にクラックの発生が少ないこと以外は発生位置に明確な傾向は見られず、床組全体に輪荷重による応力が発生しクラックが発生したことが推測できる。

また、床組にも斜角（62度）がついているために、通常の直橋とは異なるモーメントが桁の交差部に作用することも縦桁のクラック発生要因であると考えられる。

(3) 床版

本橋の床版は、昭和47年の鋼板接着および中間縦桁増設による補修以来数多くの補修・補強を繰り返してきた。²⁾ 補修・補強履歴を表-2に示す。

床版は、特に走行性・安全性の良否にかかわるため、頻繁に補修されている。これらの損傷の要因としては、縦桁の損傷と同様、斜角の影響で床版がねじられる様な変形を強いられることが考えられる。

その挙動に対して床版厚が $t=$

160mmと薄くて剛性が不足していたためと思われる。また、供用中の補修では、限られた条件での補修となるため完全な補修とはならず、補修を行っても再度損傷が発生したと思われる。

表-2 弾丸橋補修履歴表

年度	損傷状況	補修概要
S.47	床版全面にひびわれ・遊離石灰が発生	鋼板接着により床版の抜け落ちを防止。縦桁増設により床組剛度を向上。
S.55	端支承のアンカーボルトと橋台コンクリートの付着切れ	査座をはつり樹脂モルタルにて固定。
S.57	舗装面にポットホールおよび床版上面にひびわれ発生（一次改良）	既設アスファルト（ $t=75\text{mm}$ ）および旧床版（ $t=10\text{mm}$ ）を切削。超速硬SFコンクリート（ $t=50\text{mm}$ ）およびアスファルト表層（ $t=35\text{mm}$ ）を打設。
S.58	床版とスラブ止鉄筋との付着切れ 床版がばたつき一部ひびわれ発生	ジェットコンクリート（鉄筋鉄網入）により表面まで打替補修。
S.59	S.57に一次改良を実施したが橋面のポットホールおよび床版上面にひびわれ発生	超速硬SFコンクリート（鉄筋鉄網入 $t=70\text{mm}$ ）を打設。
S.59	支点部縦桁下フランジに腐食 縦桁ウェブにひびわれ発見	ハイテンボルトにて接合し断面を補強。

3. 損傷要因と対策工

(1) 損傷要因の検討

a. 数値計算による鉛直面内応力挙動の確認

クラックが発生した垂直材における、橋面上の移動荷重による応力状態を確認するために、鉛直面内の2次元フレームモデルにより当該部材の曲げモーメント影響線を求めた。その結果を図-10に示す。図-10より、荷重が移動するとともに交番曲げが垂直材端部に作用することがわかる。

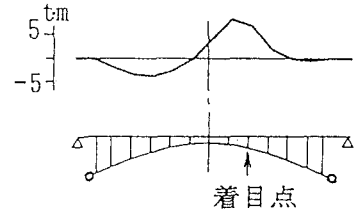


図-10 曲げモーメント影響線

b. 数値計算および実測による面外（立体）挙動の確認 本橋は斜角を有するため、鉛直面内のみならず面外方向の変形を含む3次元的な挙動を示すことが損傷の要因であると考えられる。そこで、斜角を考慮した立体モデルによる固有値計算を行い固有振動モードを求めた。図-11に計算モデルを示し、計算の結果を表-3に示す。

表-3 立体モデルによる固有振動数および

固有振動モード計算結果

	振動数	刺激係数			モード
		橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	
面内1次	2.012 Hz	3.480	-0.473	-0.037	逆対称1次
面外1次	3.908 Hz	-0.189	5.270	-0.001	対称1次
面内2次	4.365 Hz	-0.044	0.021	0.710	対称1次
面外2次	4.944 Hz	0.004	0.065	-0.486	逆対称1次
面外3次	5.633 Hz	-0.143	-0.976	0.001	対称2次

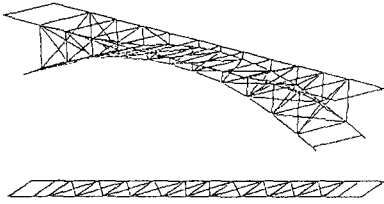


図-1-1 固有値計算モデル

また、実橋において既知重量(20t)試験車による走行実験および衝撃加振試験を実施し、卓越振動数および振動モードを求めた結果を図-1-2に示す。実測の結果では図-1-2に示すような2種類の振動モード、すなわち通常のアーチ特有の逆対称ではなく対称型で上下動を行うモードと、逆対称型で橋軸直角方向に振り出すようなモードが卓越していた。これらは、計算における面内2次(対称1次)および面外2次(逆対称1次)に対応するものである。

表-3の計算結果では、面内1次(2.012Hz)および面外1次(3.908Hz)の刺激係数が比較的大きく、振動モードにおいて支配的であると言える。しかし、実橋では面内・面外共にさらに高い次数のモードが卓越していることから、全体剛性が低下していることが推測できる。

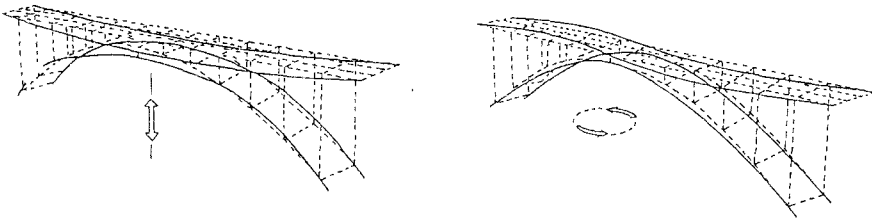


図-1-2 実橋における卓越振動モード

これらのことより当該橋梁の損傷要因は、斜角を有するため活荷重による応答が3次元的挙動を示し当時の設計では十分に対応できず、部材局部に応力が集中したためと考えられる。さらに損傷が橋梁全体の剛性を低下させ、損傷を助長していったものと推察できる。

(2) 対策工の概要

応力挙動および固有振動モードの解析および後述する実測応力を検討した結果、本橋の損傷は、全体剛性が不足しているために生じる変形、および斜角があるためによる変形がその要因であることがわかった。そこで損傷に対する対策として全体剛性を向上させることを基本的な考え方とし、種々の対策工を検討した³⁾。その結果、面内剛性を上げるためスパンデルブレースドアーチ構造化を採用し、

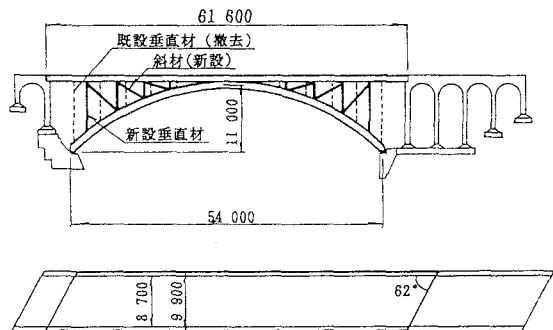


図-1-3 補強後の構造一般図(下り線)

橋軸直角方向の剛性を向上させるために対傾構、アーチ横構を付加した。^{3), 4)} 補強後の構造一般図を図-13に示し、構造諸元を表-4に示す。

また、補強部材として追加した斜材、対傾構、アーチ横構を図-14に示す。アーチ横構については、補強前から上横構としてアーチリブ上フランジ側についていたがさらに下フランジ側にも追加して上下2段となった。

補強対策の詳細については、文献 3)、4)で報告している。

表-4 構造諸元

構 築 形 式	上路式鋼2ヒンジスバンドレル プレースドアーチ橋
橋 長	61.6 m
アーチ支間長	54.0 m
アーチライズ	11.0 m
主 構 間 隔	7.8 m
有 効 幅 員	8.7 m
斜 角	62 度
舗 装	アスファルト舗装 $t = 100 \text{ mm}$
床 版	鋼床版 $t = 14 \text{ mm}$

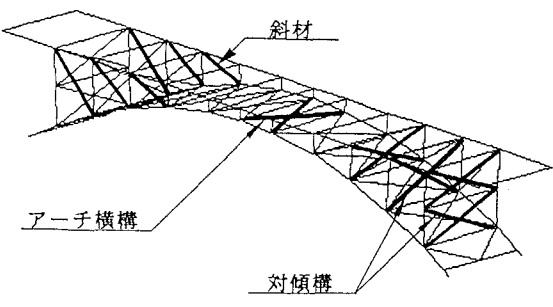


図-14 追加された補強部材

4. 応力測定結果および細部構造の改良

(1) 実測による応力挙動の把握

補強工事前に行った20t試験車による走行実験の結果⁴⁾のうち、図-15にアーチクラウンから2本目の垂直材下端の進入側および退出側の部材縁端の応力を時刻歴で示す。図-15より、フレームモデルの計算から求めた曲げモーメントの影響線(図-10)と同様に、垂直材下端には交番曲げ応力が発生し、応力範囲として700kgf/cm²を越えるものが発生していることを確認した。

また、補強工事完了後に実施した走行実験の結果のうち、図-15の垂直材と同等位置(クラウンより2本目)の垂直材の応力を図-16に示す。図-16より、補強前に作用していた交番曲げが見られなくなり、片振れの曲げ応力が作用している。応力範囲も補強前の714~735kgf/cm²に比べ74~113kgf/cm²と、約10~15%に低減していることがわかる。

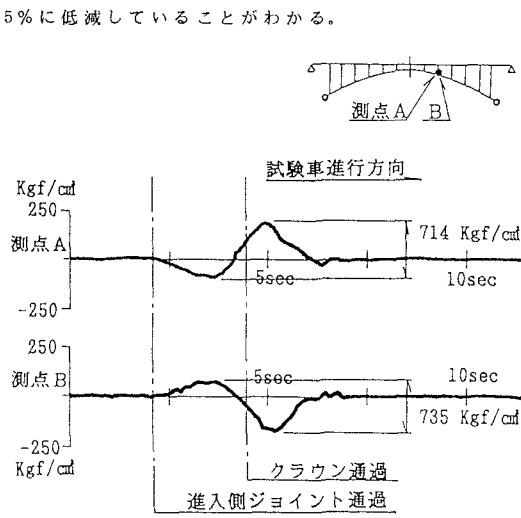


図-15 応力波形(垂直材下端: 20t車)

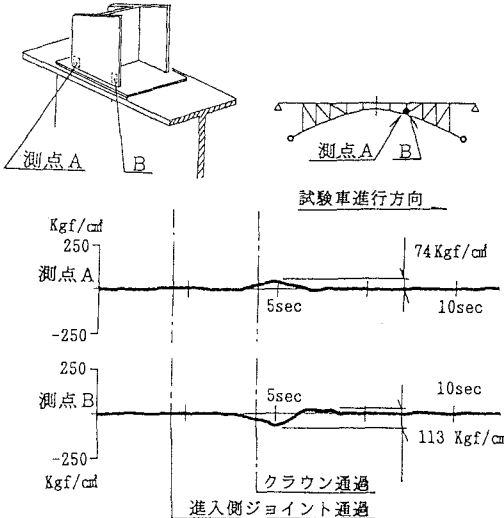


図-16 補強工事後の応力波形(垂直材下端: 20t車)

(2) 実測による応力頻度の把握⁴⁾

補強工事前の実構において、図-17に示す各測点について一般交通供用下（交通量40,251台/日、大型車混入率45.8%）における連続24時間の応力頻度を測定した。測定結果のうち、クラックが発生した垂直材と対称位置にありクラック発生を免れた垂直材下端の溶接部近傍（溶接止端より20mmの位置）、およびアーチリブ1/4L点の上フランジ縁端の応力頻度を図-18に示す。図-18より、最大活荷重応力 2142kgf/cm^2 と、許容応力度（ 1400kgf/cm^2 , SS41）¹⁾を大きく上回る実測値が得られた。

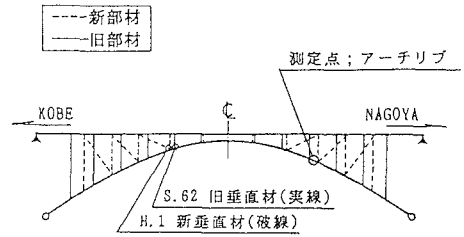


図-17 応力頻度測点位置図

補強工事完了後にも補強工事前と同様に一般交通供用下（交通量40,074台/日、大型車混入率50.0%）で連続24時間の応力頻度測定を実施した。その結果のうち図-18の測点と同等位置の測点についての応力頻度を図-19に示す。

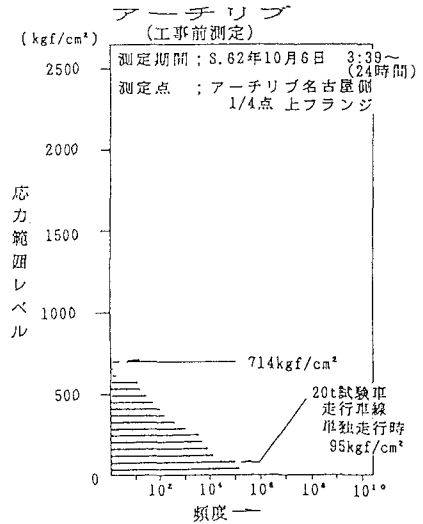
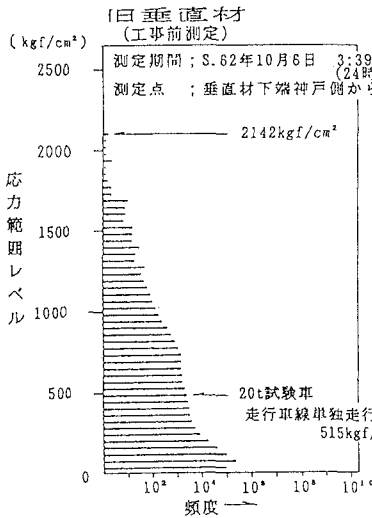


図-18 応力頻度測定結果例（垂直材、アーチリブ）

図-18および図-19より補強工事前後で応力頻度測定結果を比較すると、交通量はほぼ同程度で大型車混入率は補強工事後がやや大きいにもかかわらず最大値が垂直材では $2,142\text{kgf/cm}^2$ から 472kgf/cm^2 に、アーチリブでは 714kgf/cm^2 から 157kgf/cm^2 へと20%程度に低減している。これらのことから、前述の応力

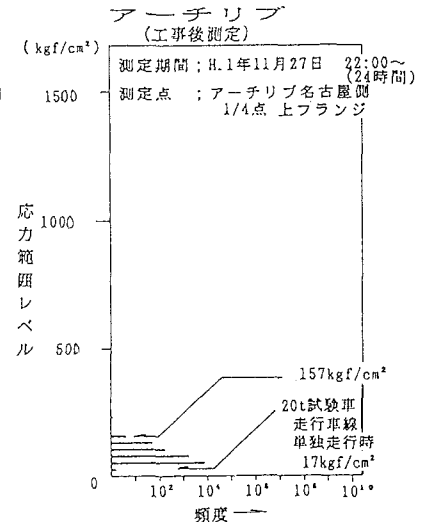
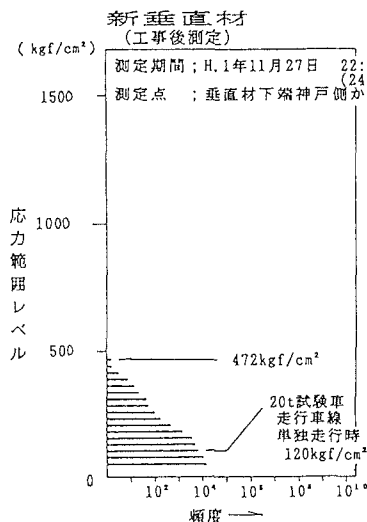


図-19 補強工事後の応力頻度（垂直材、アーチリブ）

波形と共に補強工事により部材への応力負担が軽減されたことを確認した。

また、図-18、図-19には参考値として20t試験車が単独で走行した場合の応力を示しているが、その値は補強前後共に全体の応力レベルの中ではかなり小さい値である。このことは、現実の走行荷重は並走や連行のように複数の車両が同時に載荷したとしても、1台当り20tをはるかに上回る重量の車両が走行していることを示唆している。

(3) 細部構造の改良³⁾

旧橋の垂直材で、損傷を受けていたのは、フランジとベースプレートとの接合部である。このため、スパンドレルブレスドアーチ化や補強部材の付加等の全体構造系としての補強に加え、接合部の応力集中を避けるため図-20に示すように接合部近傍のフランジに曲率を与えた。このことが局部応力の低減に奏功していると考えられる。

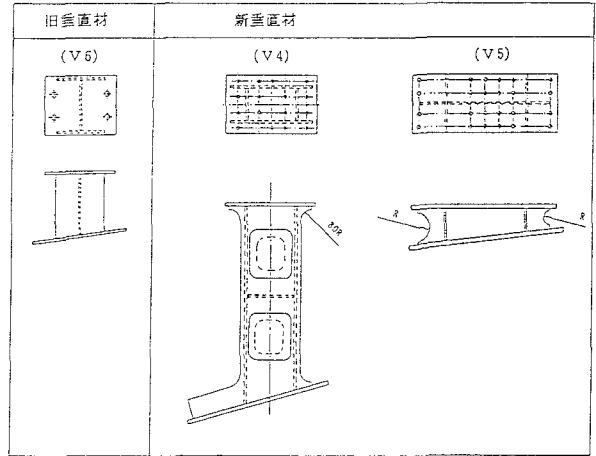


図-20 補強後の垂直材形状概略図

5. 疲労寿命の計算

前述したように、疲労損傷を生じた部分の発生応力範囲は比較的大きく、補強によりその応力範囲をかなり低減できた。ここでは、既存の疲労設計指針を用いて疲労寿命を定量的に評価することを試みた。

用いた疲労設計指針は日本鋼構造協会(JSSC)疲労設計指針(案)(1989年)⁶⁾およびヨーロッパ鋼構造協会連合(ECCS)疲労設計指針(1985年)⁷⁾で、以下に示す4種類の方法で計算している。

JSSC 疲労設計指針(案)では、

継手の溶接形状による局部的な応力集中、応力の方向、溶接部の仕上げなどを考慮して継手を強度等級A～Gに分類している⁷⁾。その強度等級に応じて定められた疲労設計曲線を用いて疲労寿命を求めた。図-21に、疲労寿命の計算に用いたJSSCの疲労設計曲線を示す。

また、ヨーロッパ鋼構造協会連合(ECCS)疲労設計指針に基づき、以下に示す方法により計算を行った。

ECCS 1 としているのは傾き $m=3$ のS-N線図を用いカットオフレベルを設けない、いわゆる修正マイナー則と言われる方法である。同様に ECCS

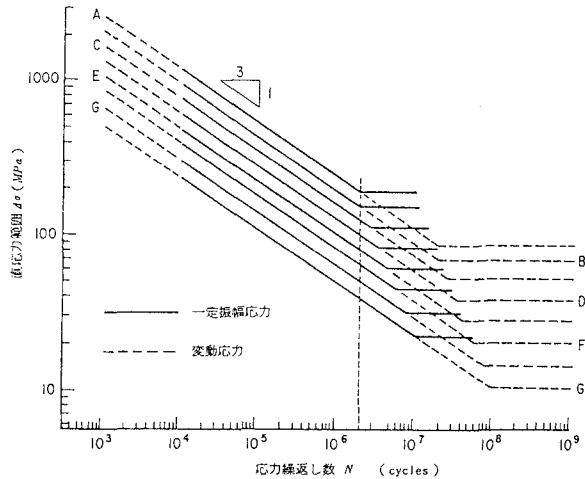


図-21 JSSC 疲労設計曲線(直応力を受ける継手)

2 は、傾き $m=3$ の S-N 線図を用い、応力の繰返し回数 10^8 回(1億回)に相当する応力レベルをカットオフレベルとして計算する方法である。ECCS 3は応力繰返し回数 5×10^6 回(500万回)以下では S-N 線図の傾きを $m=3$ 、それ以上では傾き $m=5$ として計算し、 10^8 回に相当する応力でカットオフレベルを設けたもの

である。また、各測点の継手種別は JSSC 疲労設計指針（案）の強度等級および ECCS 疲労設計指針の継手分類に準じた。垂直材は、JSSC では強度等級 E (80)（荷重伝達型非仕上継手の止端破壊を想定）、ECCS では継手分類 71（荷重伝達型隅肉溶接継手）を適用し、アーチリブには JSSC では強度等級 E (80)（荷重非伝達型非仕上隅肉溶接継手）、ECCS では継手分類 80（荷重非伝達型直角方向付加物）を適用した。^{6), 7), 8)}

補強工事前後における連続 24 時間応力頻度測定結果より部材疲労寿命を計算した結果を表-5 に示す。⁶⁾

表-5 補強前後の部材疲労寿命

単位：年

部位	JSSC	ECCS 1	ECCS 2	ECCS 3
垂直材	0.9~102/1668~9999	0.6~13/73~972	0.7~20/323~9999	0.7~93/2605~9999
アーチ	85~798/9999~	16~31/321~4778	35~107/9999~	195~2115/9999~

(補強前疲労寿命) / (補強後疲労寿命)

表中の値が範囲を持っているのは測点が複数のためである。比較した測点は補強前後ではほぼ同一位置である。測定実施日の交通量および大型車混入率は、補強工事前が 40,251 台、混入率 45.8%、補強工事後が 40,974 台、混入率 50.0%、測定実施日は補強工事前後とも同一曜日（月曜日）である。

表-5 のうち、JSSC の方法で計算した結果を図-22 に示す。表-5 および図-22 より垂直材、アーチリブともに補強工事により等価応力範囲が低減し、部材疲労寿命が飛躍的に向上していることがわかる。特に、垂直材の変化が顕著である。

したがって、アーチリブにおいては補強部材の追加により構造系を改善した効果、また、垂直材においては同じく構造系の改善の効果に加え、部材のディテールを改良した効果が現れていると評価できる。

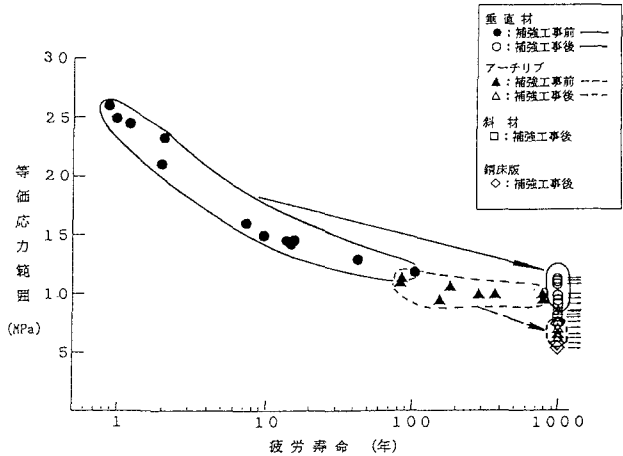


図-22 等価応力範囲と疲労寿命の関係 (JSSC)

6. おわりに

疲労損傷を起こした橋梁に対し、その損傷要因が斜角による 3 次元的挙動および全体剛性の低下であることから、斜材、対傾構およびアーチ横構等の補強部材を付加し橋梁全体を一体構造とすることにより、部材局部に発生する交番曲げ応力および応力集中を低減させる補強が施された。その補強工事前後に実施した計測調査より次のような結果を得た。

- 1) 交番曲げ応力が片振れ曲げに変化し、応力範囲も約 10~16% に低減した。
- 2) 等価応力範囲の低減、および部材疲労寿命の向上が顕著に見られた。

以上より、橋梁の構造形式あるいは損傷要因等に対して的確な補強方法を採用することによって、対象とする橋梁の疲労に対する耐久性が飛躍的に向上することを示唆しており、今後のアーチ橋の補強に対する一資料として有用なデータが得られたと考える。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説，丸善，1990.
- 2) 浦中信明，岩竹喜久磨，江上浩：重交通下における橋梁の損傷と架換計画 -名神高速道路・蟬丸橋-，日本道路公団 技術情報 98号，1989.7.
- 3) 福島公，上村一郎，岩竹喜久磨，高田寛：名神高速道路鋼アーチ橋の改良計画（蟬丸橋），橋梁と基礎，89-10，1989.
- 4) 福島公，岡隆延，岩竹喜久磨，竹中昌一：名神高速道路蟬丸橋架換え工事，橋梁と基礎，90-4，1990.
- 5) 長谷川和正，近藤明雅，山田健太郎，石崎浩：箱桁橋鋼床版の疲労照査，構造工学論文集 35A，1989.
- 6) 日本鋼構造協会 疲労設計指針（案）：日本鋼構造協会（JSSC），1989.
- 7) EUROPEAN CONVENTION for CONSTRUCTIONAL STEELWORK:ECCS Recommendations for the Fatigue Design of Steel Structures,1985.
- 8) YAMADA, K., Measurement of Service Stress and Fatigue Life Evaluation of Bridges, Proc.IABSE Workshop,Lausanne,1990.

(1990年10月12日受付)