

## 応力頻度測定による劣化原因の特定

長野県土木施工管理技士会  
吉川建設株式会社  
土木部  
津田博昭  
Hiroaki Tuda

### 1. はじめに

榛ノ木橋の橋梁点検において、横桁を主桁に取り付ける垂直補剛材（スチフナー）の上部主桁溶接部に亀裂が発生しているのが発見され、その補強工事が発注された（写真-1、2参照）。

本橋は、国道246号線42k pに位置し、昭和44年（1969年）に竣工した、橋長20.4m、主桁間隔2.75mの単純鋼板桁橋で、現在の交通量は7万台／日である（図-1参照）。

設計は1956年（昭和31年）制定の鋼道路橋設計示方書に基づいて行われていると思われ、橋梁点検の報告書の中で、亀裂発生の主原因は、主桁の剛性不足によって生じた主桁間のたわみの差により上フランジに首振り現象が発生し、その反復作用による疲労だとされていた。

しかし、報告書の中では、亀裂の発生原因の特定までは至っていないことから、当初設計で計画されている補強方法の妥当性を確認するために、

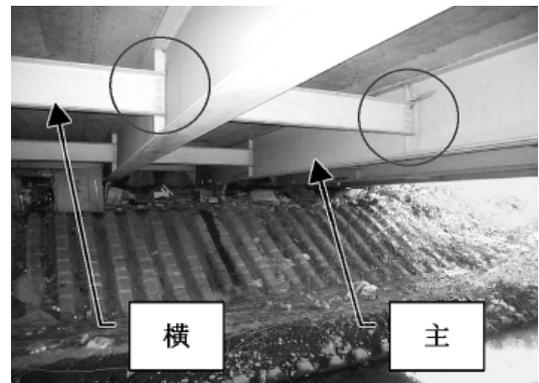


写真-1

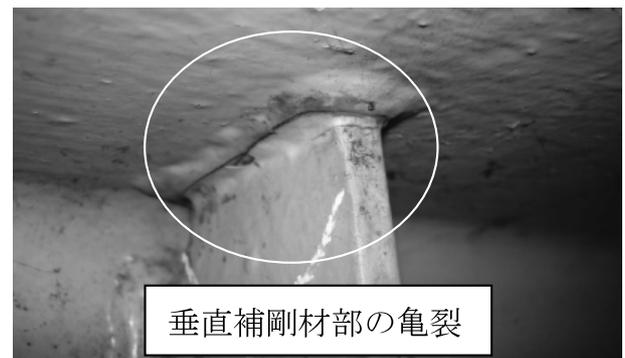


写真-2

亀裂の発生原因を特定する必要がある。

### 2. 原因特定における課題とその解決方法

亀裂発生の原因を特定するに当たり、数値解析によって応力状態を把握するという方法が考えられるが、亀裂の生じている部分は、主桁と横桁の

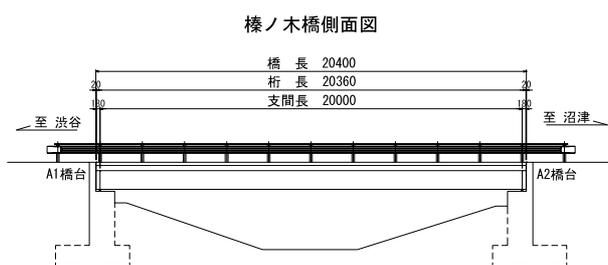


図-1 断面図

交差部にあたり、複雑な応力場となるため、応力状態を数値解析することが難しいという問題がある。

そこで、この問題の解決方法として、今回の工事では、実応力度を把握して、亀裂の発生原因を特定することを試みた。

### 3. 実応力の測定

#### (1) 計測データの評価方法

本計測においては、応力頻度計測用ヒストグラムレコーダーを用いて、ピークバレー法（P V法（極大・極小））およびレインフロー法（R F法）によるデータの採取を行った。

ここでピークバレー法（P V法）とは、車両通過時に生じる応力（ひずみ）波形の極大値（Peak）および極小値（Vally）の発生する頻度をその応力度のレベルごとにカウントするものである。部材に作用する引張圧縮それぞれの応力度の最大値を直接知ることができるため、測定結果より部材の耐荷力の評価を行った。

レインフロー法（R F法）とは、応力（ひずみ）波形から応力範囲（Stress Range：全振幅）の頻度分布を求める解析手法である。

疲労に対する影響は応力のレベルそのものよりもその振幅の大きさが支配的になることから、測定結果から部材の換算疲労寿命の評価を行った。

#### (2) 計測方法

計測は、『応力頻度測定要領（案）：平成8年3月道路保全技術センター編』および『計測マニュアル（案）：昭和62年4月建設省土木研究所編』に準拠し、72時間連続測定で行った。

測定箇所は、上り線2主桁、下り線2主桁とし、それぞれ、G2主桁：スチフナー、下フランジ、G3主桁：上フランジ、下フランジ、G6主桁：上フランジ、下フランジ、G7主桁：スチフナー、下フランジ、とした（図-2、図-3、写真-3参照）。

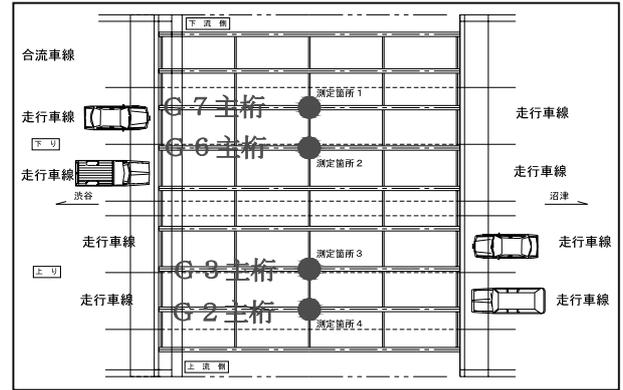


図-2 測定箇所

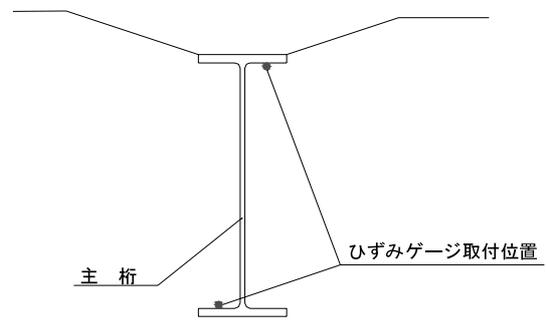


図-3 測定箇所



写真-3 測定箇所

### 4. 測定結果および評価

#### (1) ピークバレー法

測定された72時間の応力頻度測定データより、最大最小応力度（ $\sigma_{max}$ 、 $\sigma_{min}$ ）最大応力範囲（ $\Delta\sigma_{max}$ ）をまとめたものを表-1に示す。

表-1

| 測定箇所<br>部材名 |                    | 最大応力<br>度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 最小応力<br>度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 最大応力<br>範囲<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|-------------|--------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|
| G2          | スチフナー              | 15.4                              | -154.2                            | 169.7                              |
|             | 下フランジ <sup>o</sup> | 55.5                              | -6.2                              | 61.7                               |
| G3          | 上フランジ <sup>o</sup> | 9.2                               | -12.3                             | 18.5                               |
|             | 下フランジ <sup>o</sup> | 43.2                              | -9.2                              | 49.4                               |
| G6          | 上フランジ <sup>o</sup> | 3.1                               | -21.6                             | 24.7                               |
|             | 下フランジ <sup>o</sup> | 74.0                              | -6.2                              | 80.2                               |
| G7          | スチフナー              | 43.2                              | -92.5                             | 132.7                              |
|             | 下フランジ <sup>o</sup> | 89.4                              | -6.2                              | 95.7                               |

主桁フランジ部では、G7主桁下フランジの引張応力度が最も大きく、最大89.4N/mm<sup>2</sup>であり、続いてG6主桁下フランジの発生応力度が、74.0N/mm<sup>2</sup>になっている。圧縮応力度についてはG6主桁上フランジにおいて、-21.6N/mm<sup>2</sup>の発生応力であった。

垂直補剛材（スチフナー）では、G2主桁スチフナーにおいて測定された圧縮発生応力度の-154.2N/mm<sup>2</sup>が最大であり、引張応力度についてはG7主桁スチフナーにおいて43.2N/mm<sup>2</sup>の発生応力であった。最大応力範囲についても、それぞれ169.7N/mm<sup>2</sup>、132.7N/mm<sup>2</sup>の発生応力が認められる。これは溶接部の許容応力を超過しており、構造の再考を含めた補修検討を要すると思われる。

本橋では当初設計活荷重が現行のB活荷重よりも小さいことによる主桁の耐荷力不足が懸念されるため、実際に測定された応力度の最大値との比較で活荷重に対する安全性の評価を行うものとする。表-2に、主桁に対する設計応力度と実測応力度の比較を示す。

安全性の評価を死荷重と活荷重のみを考慮して行うとすれば、許容応力度 $\sigma_a$ から死荷重応力度 $\sigma_d$ を引いた残りが活荷重のための応力度ということになる。 $(\sigma_a - \sigma_d)$ と設計活荷重応力度 $\sigma_b$ の比は、G2桁では1.0に近い値であるが他の桁の下フランジでは0.64~0.69とかなり小さい値であり、これは活荷重に対して厳しい状況下にあるこ

表-2

| 測定箇所<br>部材名 |                    | 最大応力度<br>$\sigma_{max}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 設計活荷重応<br>力度<br>$\sigma_b$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|-------------|--------------------|---|--|
| G2          | 下フランジ <sup>o</sup> | 55.5  | 132.7  |
| G3          | 上フランジ <sup>o</sup> | -12.3   | -9.0   |
|             | 下フランジ <sup>o</sup> | 43.2  | 147.3  |
| G6          | 上フランジ <sup>o</sup> | -21.6   | -6.2   |
|             | 下フランジ <sup>o</sup> | 74.0  | 106.3  |
| G7          | 下フランジ <sup>o</sup> | 89.4  | 133.2  |

| 測定箇所<br>部材名 |                    | $\sigma_a - \sigma_d$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $(\sigma_a - \sigma_d) / \sigma_b$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $(\sigma_a - \sigma_d) / \sigma_{max}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|-------------|--------------------|---|--|--|
| G2          | 下フランジ <sup>o</sup> | 126.5   | 0.95   | 2.28   |
| G3          | 上フランジ <sup>o</sup> | -97.8   | 10.87  | 7.95   |
|             | 下フランジ <sup>o</sup> | 94.5  | 0.64   | 2.19   |
| G6          | 上フランジ <sup>o</sup> | -96.2   | 15.52  | 4.45   |
|             | 下フランジ <sup>o</sup> | 73.4  | 0.69   | 0.99   |
| G7          | 下フランジ <sup>o</sup> | 85.5  | 0.64   | 0.96   |

とが推測される。

ここで $\sigma_b$ の代りに72時間の測定最大応力度 $\sigma_{max}$ との比を求めると、G6桁およびG7桁において、ごく僅かであるが1.0を下回っており、許容応力度いっぱいの応力が発生しているのがわかる。実供用下において、数%であるが許容応力を超える（今回測定では72時間で1回）応力が発生していることが判明した。

## (2) レインフロー法

R F法による換算疲労寿命を、応力頻度測定マニュアル（建設省土木研究所編 昭和62年4月）により求めた。

表-3に、換算疲労寿命の一覧を示す。

換算疲労寿命

$$EL = (1 / (\sum (n_i / N_i))) / 365 * (72 / 24) \text{ (年)}$$

ここで

$n_i$  : 各応力範囲の繰返し回数

$N_i$  : 各応力範囲に対する疲労寿命

$$= (2 * 10^6 * 1,000^4) / \Delta \sigma^4$$

表-3

| 測定箇所<br>部材名 |       | 総換算疲労被<br>害 ED | 換算疲労寿命<br>EL<br>(年) |
|-------------|-------|----------------|---------------------|
| G2          | スチフナー | 7.079E-05      | 1.161E+02           |
|             | 下フランジ | 3.048E-06      | 2.697E+03           |
| G3          | 上フランジ | 1.928E-08      | 4.264E+05           |
|             | 下フランジ | 2.766E-06      | 2.972E+03           |
| G6          | 上フランジ | 7.251E-08      | 1.134E+05           |
|             | 下フランジ | 3.945E-06      | 2.083E+03           |
| G7          | スチフナー | 1.523E-05      | 5.397E+02           |
|             | 下フランジ | 8.119E-06      | 1.012E+03           |

上記の結果から実応力頻度から推定された疲労寿命は、いずれの部材においても100年以上という結果が得られた。現在、竣工から約40年が経過していることを考慮しても、60年の余寿命があると推定された。

## 5. 亀裂の発生原因

上記二種類の測定方法による結果から、今回垂直補剛材（スチフナー）部分に発生した亀裂は、当初推測された疲労によるものではなく、垂直補剛材（スチフナー）部に働く過大な応力が主原因であることが判明した。

## 6. 補強対策工法の検討

### (1) 補強対策工法の方針

垂直補剛材（スチフナー）に応力が生じる要因としては、水平方向（橋軸直角方向）の力が働く場合と、主桁がたわむことによって、その変位から応力が生じる場合とがあるが、車両の通行による後者のほうが影響が大きいと考えられる。従って、補強対策工法は、主桁のたわみを少なくすることによって、垂直補剛材（スチフナー）に生じる応力を低減させる工法が適切であると判断される。また、国道246号線は、日交通量が7万台も

あり、重要な交通路線であることから、規制を伴わずに施工が可能なこと、上部工全体の荷重の増加が少ないこと（橋台への影響を少なくするため）、経済性に優れることなどを総合的に判断し、補強工法の選定を行った。

### (2) 当現場の補強対策工法

前記諸条件から、等現場では以下の2つの補強対策を併用して行った。

- ① 主桁の下フランジに補強プレートを取付け、主桁の剛度を向上させる。
- ② 縦桁を増設し、主桁に作用する荷重を軽減する。

これらの対策工法を実施した結果、縦桁増設工法の鋼材重量については、43 t程度で収まり、施工費についても主桁増設工法の1/2程度に抑えることができた。

## 7. おわりに

現在供用中の橋梁は、交通量の増大や過積載車両の通過により、過大で複雑な応力を受け応力解析が難しい部分に劣化が生じ、それが進展している。しかし、その劣化が疲労によるものなのか、許容応力度以上の荷重の作用によるものなのか判別が付かない場合が多い。

今回は、実橋において応力頻度測定を行い、車両通行による実応力状態を把握することで、亀裂の発生原因を特定することを試みた。測定の結果、疲労寿命は最も小さい部材（G2のスチフナー）においても116年と大きな値となった。一方、作用する応力については、主桁に働く応力に比し、垂直補剛材（スチフナー）に大きな応力が発生していることが確認できた。

このように実応力を明確にした上で、補強対策を検討していくことが、効率的な補強に繋がっていくのではないだろうか。