

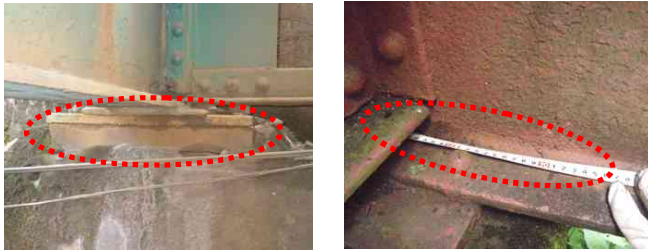
沓座にゴム板が設置された鋼橋の修繕工法の改善について

JR 西日本 正会員○豊田 隼也
JR 西日本 正会員 岡 義晃

1. はじめに

当支社管内の一部地域においては、支点部の衝撃緩和を目的として、沓座（ベットプレート下）にゴム板が多く設置されている（写真－1）。ゴム板は変形しやすいため、ゴム板設置当時は、あたかもバランスよく桁が設置されていると考えられたのであろうが、実際はゴム板設置座面の平面性が悪い場合には、反力バランスが悪くなりやすいと考えられる。すなわち、列車載荷時に支点変位差が生じやすくなり、I びーム支点首部などに過大な局部応力が作用し、疲労き裂が発生する事例がある（写真－2）。

現在は、疲労き裂を発生させないための対策として支承部のバタツキを解消するため、沓座モルタルの打ち替えを実施しているが、施工数量が多く施工コストが高くなる傾向となっている。そこで今回、支承修繕の施工方法を見直しコスト削減を図るとともに、応力測定による対策効果確認を行った結果を報告する。



写真－1 沓座に設置されたゴム板 写真－2 I びーム首部の疲労き裂

2. 現行の修繕方法の問題点

現行の沓座モルタル打替えでは1 支承当たり 3, 120 千円となっており、将来的には多大な修繕費が必要になることが見込まれる。現行の施工方法での問題点を以下に述べる。

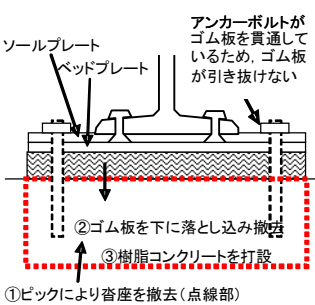
- ①短い作業間合いでの施工（間合い 108 分+50 分）
- ②作業間合い不足による施工日数の増加
- ③支承部のはつり作業数量が多い

以上の問題点を考慮し、限られた時間内で出来る作業方法を検討することで、コスト削減を図ることとした。

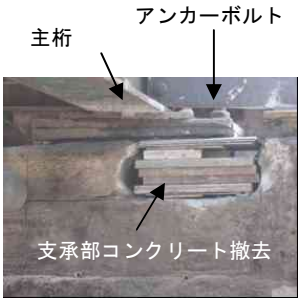
3. 問題点の改善

現行ではゴム板を撤去するため、下部のコンクリートを撤去後、スペースを確保することでゴム板を下方に落とし込み

撤去し、樹脂コンクリートによる打ち替えを行っている。これはアンカーボルトがゴム板を貫通して設置されているため、このような工法を適用しているが、はつり作業に多大な時間を要し、施工日数が増加している要因となっている。



図－1 旧施工方法略図

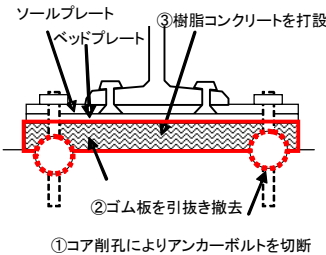


写真－3 はつり状況

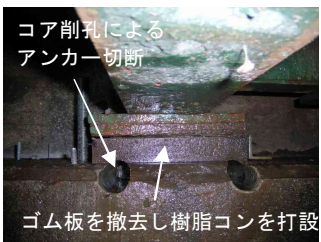
そこで短い作業間合いでの施工を可能にするため、ゴム板の撤去方法を改善し、はつり作業を最小限にした新施工方法の概要を下記に示す。

- ① ゴム板を撤去するのに支障しているアンカーボルトをコア削孔により、切断・撤去する。
- ② ゴム板を水平に引き抜き撤去する。
- ③ 撤去したゴム板部分に樹脂コンクリートを打設し、アンカーボルトを新設する。

以上の工程により、多大な作業時間を要していたはつり作業を見直し、ゴム板部分のみを樹脂コンクリートに打ち替えることで、工期を短縮することが可能となった。



図－2 新施工方法略図



写真－4 コア削孔状況

表－1 コスト削減結果(左右 2 沓当り)

比 較	旧施工方法	新施工方法	削減率
施工コスト	6, 240 千円	3, 160 千円	49%
施工日数	5 日	3 日	40%

キーワード：支承修繕，沓座，ゴム板，疲労き裂

連絡先：〒700-0024 岡山市北区駅元町 1-3 土木技術センター TEL(086) 2 23-0186

4. 対策効果の確認

対策効果の確認については、修繕前後において応力測定と支点変位測定を行った。測定位置を図-3 に示すとともに、測定によって得られた修繕前の応答波形を図-4、図-5 に示す。



写真-5 応力測定

写真-6 支点変位測定

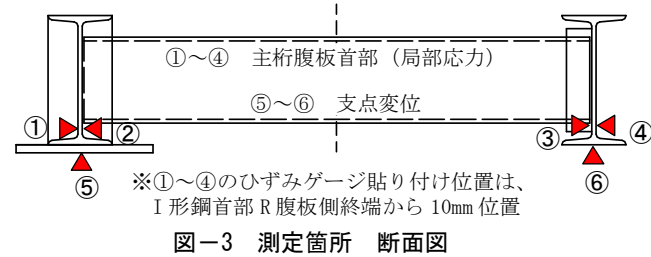


図-3 測定箇所 断面図

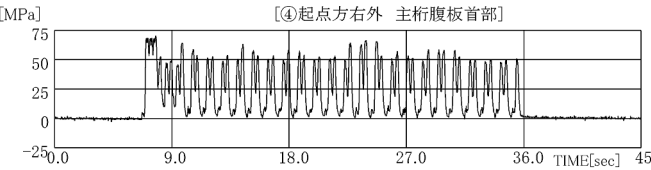


図-4 ④応力測定波形 最大応力範囲 73.5MPa

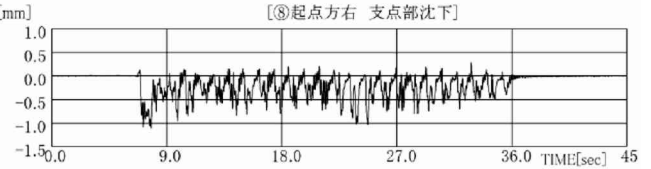


図-5 ⑥支点変位測定波形 1.1mm

測定の結果、修繕前においては主桁腹板首部に最大応力範囲 73.5Mpa と大きな応力が認められた。これは支点部の沈下起因した主桁の首振りにより、主桁腹板首部に局部応力が作用しているものと考えられる。

応力測定により得られた結果から、疲労余寿命の算出を行った。継手強度¹⁾は、形鋼（B 等級）と仮定し、さらに腐食が認められることから継手強度を一等級下げ、C 等級と仮定して疲労余寿命の算出を行った。

表-2 疲労評価結果

測定位置	200 万回基本疲労許容応力範囲	最大応力範囲	疲労損傷度 (D×10 ⁻⁶)	き裂発生余寿命
④	125 Mpa	73.5 Mpa	79.885	34 年

疲労評価の結果、支点部バタツキにより今回測定された程度の応力範囲が発生し始めてから 34 年後に疲労き裂が発生する可能性があることがわかった。87 年という経年を考慮す

ると、近い将来に疲労き裂の発生が懸念される。

施工後の対策効果の確認については、修繕前と同位置において応力・変位測定を行った。修繕前後の応力測定結果の比較を図-6、図-7 に示すとともに、疲労評価の結果を表-3 に示す。

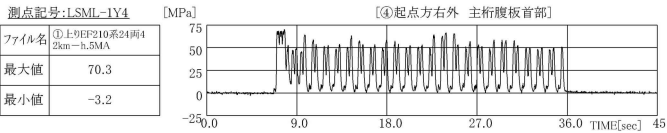


図-6 修繕前 最大応力範囲 73.5MPa

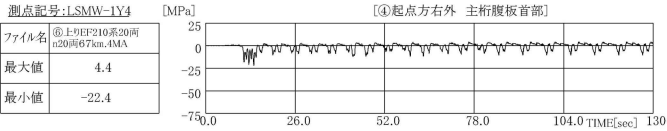


図-7 修繕後 最大応力範囲 26.8MPa

表-3 修繕前後の疲労評価結果比較

測定	支点変位	最大応力範囲	疲労損傷度 (D×10 ⁻⁶)	き裂発生余寿命
修繕前	1.1mm	73.5 Mpa	79.885	34 年
修繕後	0.2mm	26.8 Mpa	1.094	200 年以上

測定の結果、支点部のバタツキが解消されるとともに、支点部の沈下に起因した主桁の首振りによる局部応力が解消されたことがわかる。また、疲労き裂発生余寿命も「34 年」から「200 年以上問題なし」という結果となり、当該橋梁は今後、疲労き裂発生可能性については問題なく、対策効果が十分発揮されていることが確認された。

5. まとめ

本研究の結果および成果を下記に示す。

- ①主桁首部に発生した過大な局部応力の原因は、支点部のバタツキによる主桁首振りが原因である
- ②施工方法の見直しにより、49%のコスト削減を達成できた
- ③支点部のバタツキ解消による、主桁首部の局部応力の低減と、き裂発生余寿命の延伸が図れた

今回の研究においては、I ビーム構造についての検討であったが、当社管内の橋梁は多種多様であり、多くの検討課題がある。今後も本成果を発展させ、効率的かつ効果的な修繕を実施していくことで、適切な維持管理を行っていきたい。



写真-7 施工完了写真

参考文献

- 1) 鉄道総研，鉄道構造物等設計標準・同解説(構造物編) 鋼・合成構造物，H21.7