

取替え鋼床版横リブと既設桁接合部近傍の局部応力性状に関する検討

法政大学大学院 学生会員 ○有賀 美波, 法政大学 正会員 内田 大介
 (一社)日本橋梁建設協会 正会員 林 暢彦, 石川 誠, 前田 諭志

1. はじめに

我が国の道路橋は高度経済成長期に建設されたものが多く、建設後 40～50 年が経過し経年劣化や交通荷重の増大による鉄筋コンクリート床版（以下 RC 床版）の損傷が顕著となっている。中でも床版の補修が困難な場合は床版取替えが必要となり、近年取替え工事が増加しつつある。旧基準で設計された RC 床版を現行基準のコンクリート系床版への取替えが一般化しつつあるが、床版厚の増加に伴う死荷重の増加、上部・下部構造の補強、施工時の長期の交通規制などが課題となる。コンクリート系床版より軽量かつ急速施工が可能である鋼床版が有用と考え、実橋梁への適用性に配慮した取替え鋼床版構造を検討する。第二、第三著者らは、取替え鋼床版の横リブ下フランジと既設主桁の主桁上フランジを高力ボルトで接合することを考え、構造が成立する可能性を確認している。^{1)～3)}本研究では、取替え鋼床版横リブ構造に着目し、輪荷重通過時の応力性状を確認する。具体的には路面高さ調整のための横リブウェブの切欠きが鋼床版の局部応力性状に及ぼす影響の確認を目的とする。そして図-1 に示す単純合成桁橋（RC 床版）の取替え鋼床版を考え、横リブウェブの切欠きが無い構造、切欠きを有しその近傍の構造詳細を変えた 3 種類、合計 4 種類の構造を対象とした解析的検討を行う。

2. 解析条件・解析方法

解析ソフトには、MSC Nastran2014.1 を用いた線形弾性解析で、鋼材のヤング率は $200,000\text{N/mm}^2$ 、ポアソン比 0.3 とした。用いた要素は 3 節点あるいは 4 節点のシェル要素で、球平形鋼の縦リブは先端に曲げ剛性と断面積を考慮した斜め方向の要素を設け、舗装はモデル化していない。そして、下フランジを主桁の上フランジに接合する際のボルト本数は 1 接合部を 4 本とし、節点を剛体要素で結合している。図-2 に示す実橋モデルの支間中央近傍の着目横リブに対してのみ詳細な横リブ構造を組み込み、鋼床版実橋モデルとし解析した。

4 種類の異なる横リブ構造は、切欠きの有無の影響を確認するため切欠きが無い構造（並行モデル）を H1、切欠き部のウェブを増厚するとともに第 1 縦リブスリット部に当て板・切欠き部下フランジに補強材を設けスリット形状を現行基準とした現行基準補強有りモデルを P1、切欠き部の補強材の有無の影響を確認するために P1 を無補強とした現行基準補強無しモデルを P2、P1 のスリット形状を基準修正前とし、図-3 のような

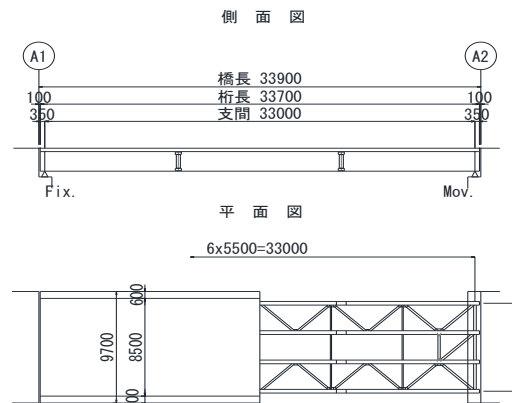


図-1 単純合成桁橋

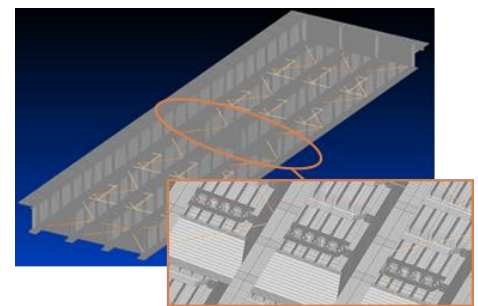


図-2 実橋モデル

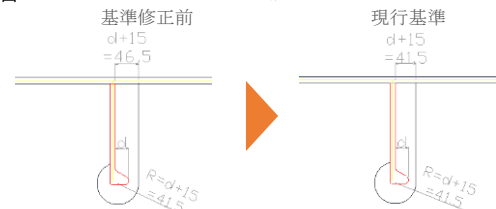


図-3 スリット形状の基準修正前後の比較

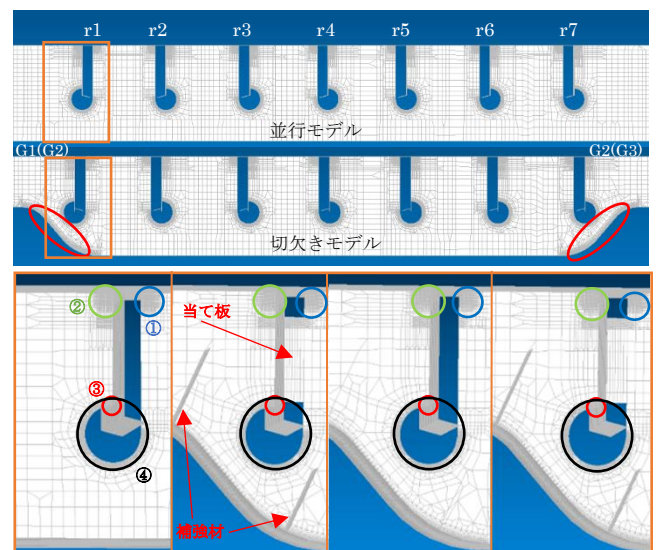


図-4 各実橋モデルの着目部 (左からH1, P1, P2, P3)

キーワード 取替え鋼床版, 局部応力, スリット, 球平形鋼

連絡先 〒184-8584 東京都小金井市梶野町 3 丁目 7 番地 2 号 法政大学鋼構造研究室 TEL042-387-6279

現行基準と修正前の影響を確認する基準修正前補強有モデルを P3 とする。ここで現行基準とは鋼道路橋疲労設計便覧(令和2年9月)で示されているスリット形状を採用している。活荷重は橋軸直角方向には既設主桁 G1-G2, G2-G3 間に 30 ケース, 橋軸方向は横リブ直上(x=0mm)から 50mm ピッチで 300mm まで, それ以降は縦リブ支間長まで徐々に大きくした 21 ケース, 合計 630 ケースの輪荷重とした。輪荷重はシングルタイヤを模擬し, 200×200mm の載荷面積に等分布荷重 2.5N/mm² (計 100kN) を載荷した。着目部は, 局部応力が高く応力集中しやすいと考えられるデッキと横リブの溶接部 (以下着目部 1, 図-4 の①), 縦リブと横リブの溶接部(上側デッキ PL 部) (以下着目部 2, 図-4 の②), 縦リブと横リブの溶接部(下側スリット部) (以下着目部 3, 図-4 の③), 横リブスリット母材部 (以下着目部 4, 図-4 の④) と設定した。なお, 着目部近傍の要素サイズは 1×1mm である。

3. 解析結果

4 種類のモデル (H1, P1, P2, P3) の解析結果から主応力を抽出して検討した。橋軸方向に輪荷重を移動させた際の結果を整理したものを図-5, 6, 7 に示す。図は P1, P2, P3 の縦リブ r1 の各着目部の最大主応力(σ_1)と最小主応力(σ_3)を示している。図の横軸は着目横リブからの距離, 縦軸は主応力である。図から着目部 3, 4 (赤, 黒) の主応力は 3 モデルとも発生傾向が同様であるのに対し, 着目部 1, 2 (青, 緑) の主応力は P2 のみ異なっている。P1・P3 では着目部 3 の σ_1 , σ_3 , P2 では着目部 3 と着目部 1 で大きな σ_1 , σ_3 が生じている。特に着目部 1 においては, σ_1 と σ_3 の合計の差が約 550(N/mm²) 程度異なり, 補強材有無で主応力の発生傾向が異なることが分かる。そして図-5 と図-7 を比較すると, スリット形状の違いによる影響はほぼ無いことが分かる。荷重移動方向(図の横軸)での主応力(σ_1 ・ σ_3 とも)の発生傾向は横リブ直上からの距離が 0 位置(直上)ではなく, ±150~400mm 離れた位置で大きな主応力が生じることが分かる。

なお H1 の主応力発生傾向は他のモデルと同様で, 発生主応力レベルは比較的小さい。横リブ切欠きフランジ部(P1)では特に大きな主応力は発生していない。

4. まとめ

4 種類の異なる横リブ構造を組み込んだ鋼床版実橋モデルの解析を行った。影響線図より, 最大・最小主応力の発生しやすい輪荷重位置が着目横リブ直上から ±150~400mm 程度離れていることが分かった。各モデルを比較して, r1 のデッキと横リブの溶接部(①)の応力性状(局部応力)が大きく異なる。無補強とした現行基準補強無しモデル P2 では, 当て板が無いことと縦リブ r1 スリット部が切欠き部に近いため輪荷重に抵抗する断面が少なく, 大きな主応力を発生していると考えられる。現行基準と基準修正前での比較では, σ_1 ・ σ_3 の発生傾向や大きさは概ね同様であり影響がないことを確認できた。

参考文献

- 1) 林, 井口, 小笠原, 内田, 森, 中山: 取替え鋼床版と既設主桁の接合部の高力ボルト 本数に関する検討, 土木学会第 73 回年次学術講演会概要集, I-349, 2018. 9. , 2) 林, 井口, 小笠原, 内田, 溝口: 上部工形式が異なる場合の取替え鋼床版接合部の高力ボルト本数に関する検討, 土木学会第 74 回年次学術講演会概要集, I-366, 2019. 9. , 3) 林, 井口, 小笠原, 内田, 溝口: 上部工形式が異なる場合の取替鋼床版接合部の高力ボルト本数に関する検討, 土木学会第 75 回年次学術講演会概要集, I-366, 2020. 9.

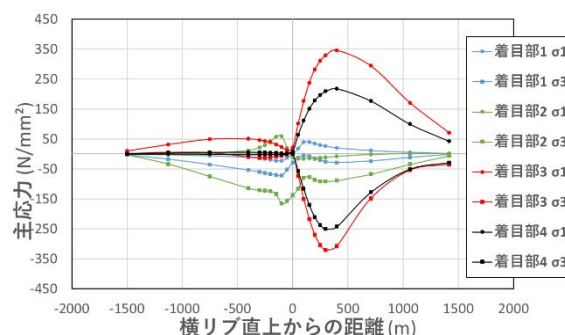


図-5 P1 の r1 着目部主応力の影響線図

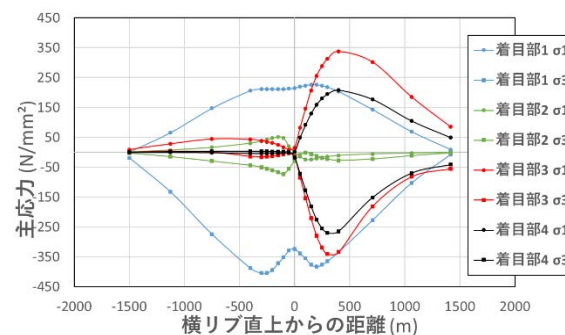


図-6 P2 の r1 着目部主応力の影響線図

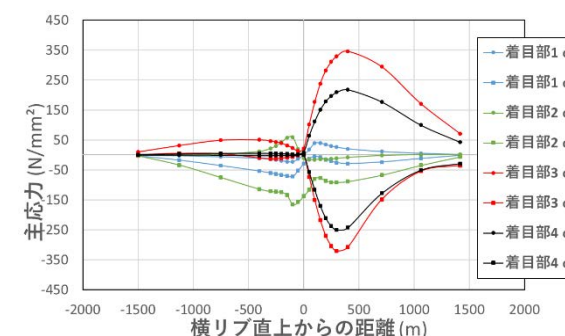


図-7 P3 の r1 着目部主応力の影響線図