

既設非合成桁の合理的ずれ止め配置に関する解析的研究

宇都宮大学 学生員 ○金田裕明 桑原伸太郎 フェロー会員 中島章典
正会員 NGUYEN MINH HAI 正会員 藤倉修一

1. はじめに

一般的な道路橋に用いられる構造形式として非合成桁が挙げられる。非合成桁は設計上、鉄筋コンクリート床版(以下RC床版)の寄与を考慮しないで鋼桁のみで荷重に抵抗する。RC床版と鋼桁との合成効果を期待しない非合成桁においても、地震や風荷重に対して床版と鋼桁間に大きなずれが生じないように、相対的な位置の確保を目的として、鋼桁上にずれ止めを設けてある。このずれ止めは一般に柔なずれ止めとされ、設計上、鋼桁とRC床版間に働く水平せん断力を伝達しないとされている。しかし実際、ずれ止めには車両の走行などに伴い水平せん断力が伝達していると考えられ、床版と鋼桁との間には合成効果が存在する。そのため、設計上の挙動と、実際の非合成桁の挙動は異なる。また、近年交通量の増大に伴い、橋梁の劣化が多くみられてきている中、非合成桁においては古くなった床版を、プレキャスト床版などの新しい床版に取り替える補修を必要としている道路橋が増えてきている。床版取り替え時、新しいずれ止め配置にすることにより、従来よりも実際の挙動を考慮したより安全な非合成桁にすることができる。そこで、既設非合成桁において床版取り替えの際どのようなずれ止めの配置が合理的であるかを解析的に研究する。まず、一般的な非合成桁においてずれ止めにはスラブ止めが多く用いられている。そこで、スラブ止めの配置について検討を行ったが、合理的なスラブ止めの配置はその形状上難しいと判断したため、今回の研究ではずれ止めに頭付きスタッドを用いた場合について検討する。

2. 解析モデル

本研究では、図-1に示すような実際のスパン30m単純非合成桁の解析を行った。ずれ止めには軸径22mm全高150mmの頭付きスタッド(以下スタッド)、鋼桁の鋼種はSM490を用いる。またその鋼材の許容曲げ引張応力度は道路橋示方書¹⁾に基づき185N/mm²とし、降伏点は315N/mm²とする。

合成桁を解析するにあたり、RC床版、鋼桁のモデル化に加え、ずれ止めもモデル化する必要がある。そこで本研究では、剛体ばねモデルを用い解析を行った。ずれ止めは水平ばねと鉛直ばねでモデル化し、水平ばねのばね定数には複合構造標準示方書²⁾に規定されるスタッドのせん断力-ずれ変位関係において、作用するせん断力に応じた割線の傾きに設定することで解析を行った。

同示方書²⁾を参考にして、ずれ止めのずれ変位0.4mm以下、せん断耐力の1/2のせん断力を使用性の限界値とする。また、鋼桁のみの降伏荷重に対応する荷重をこのモデルに載荷した場合のスタッドに生じるせん断力とせん断耐力を比較することで安全性を検討する。以上の荷重状態まで検討を行うため、解析は弾性範囲で行う。荷重は、非合成桁の自重と設計荷重をかけることにより、設計時の挙動を再現する。合成後死荷重を図-2に示す。ここでは床版と鋼桁と舗装の自重に、ハンチと型枠分を考慮し、割増1.4倍を死荷重としてかけた。図-3は道路橋示方書に準拠したB活

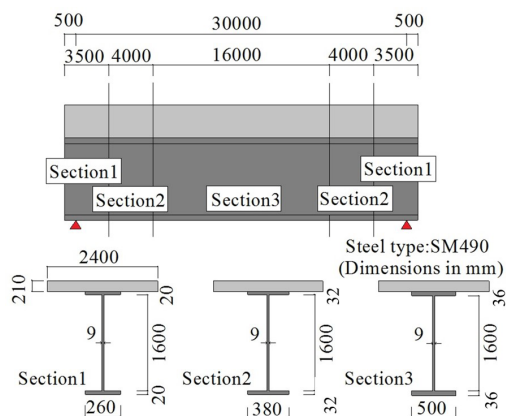


図-1 スパン30m単純非合成桁実橋梁モデル

荷重を示しており、支間中央部の床版のひずみや鋼桁のひずみに着目する場合には支間中央部が最も大きくなるように活荷重を載荷し、ずれ止めのせん断力、ずれ変位に着目する場合には、ずれ止めのせん断力が最も大きくなるようにB活荷重の荷重強度の高い部分を左支点の右側1m~11mの位置とした。

3. 床版の合成効果を考慮した弾性解析

実際のスパン30m単純非合成桁についてずれ止めによる床版の合成効果を考慮し、不完全非合成桁として解析を行った。この際、ずれ止めは橋軸方向にスタッドを1m間隔で2列に配置されているものとする。解析においては床版および鋼桁を橋軸方向に125節点、124要素に分割した。この時、せん断耐力の1/3割線の傾きをスタッドのずれ止め剛度とした。せん断力とずれ変位の分布をそれぞれ図-4、図-5に示す。これらの縦軸はそれぞれスタッド1本当たりのせん断力、またはずれ変位、横軸は左端から橋軸方向の距離を表している。図-4、図-5の青線は使用性の限界値である。これらより、せん断力、ずれ変位ともに桁端部のほうで使用性を満たせていないことが分かる。よってスタッドを1m間隔で配置した場合では使用性を満たすことができていないため、配置の変更を検討する。

4. ずれ止めの配置を変更した弾性解析

1m間隔で頭付きスタッドを配置した場合、桁端部でスタッドの本数が少ないと考えられたため、図-1のSection1でスタッドを3列500mm間隔、Section2で3列1m間隔、Section3で2列1m間隔に配置を変更した。また、ずれ止め剛度をスタッドのせん断力-ずれ変位関係よりせん断耐力の1/3割線では実際のせん断力に対し、ずれ変位が小さい値をとってしまうため、せん断力-ずれ変位関係のずれ変位0.4mmになる割線の傾きをずれ止め剛度とした。変更後のRC床版の上下縁応力分布を図-6に示す。また、鋼桁の上下縁応力分布を図-7に示す。それぞれ縦軸が応力、横軸が左端から橋軸の距離を表している。RC床版では桁端部の張り出し部に引張応力が生じているが、その値は小さいためほとんどRC床版には曲げによるひび割れは発生しないと

Key Words: 既設非合成桁, 頭付きスタッド, 床版取り替え, 使用性

〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2 宇都宮大学地域デザイン科学部 Tel.028-689-6208

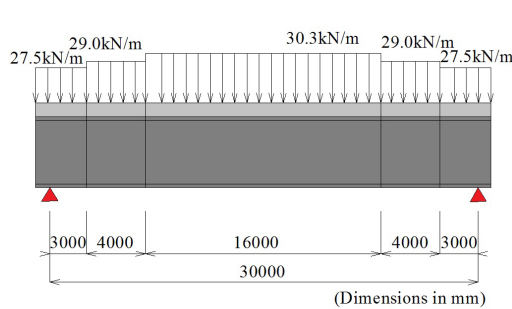


図-2 合成後死荷重

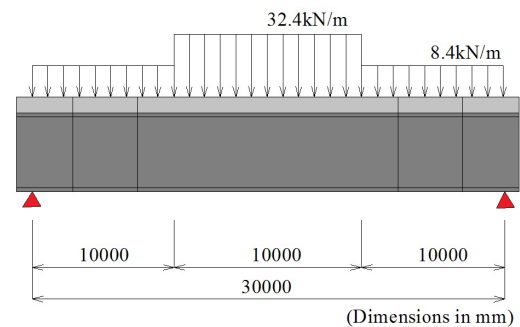


図-3 活荷重 L

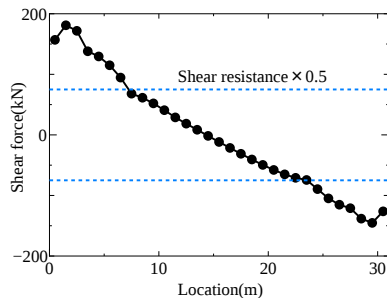


図-4 セン断力分布

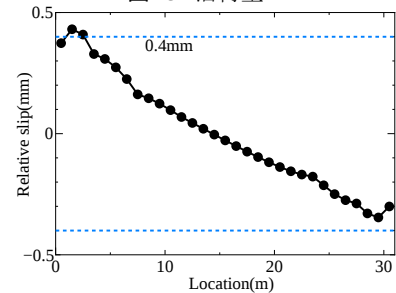


図-5 ずれ変位分布

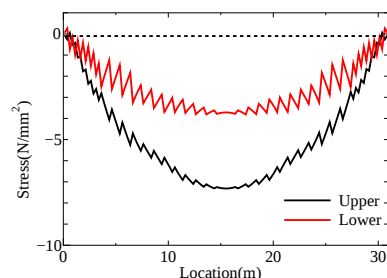


図-6 変更後床版上下縁応力分布

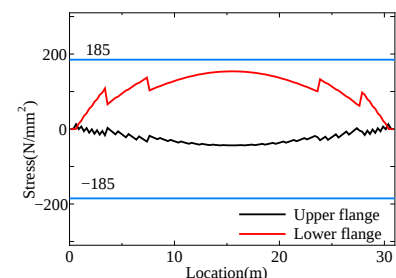


図-7 変更後鋼桁上下縁応力分布

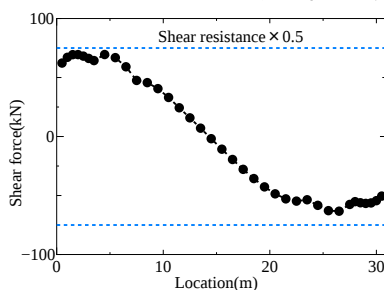


図-8 変更後せん断力分布

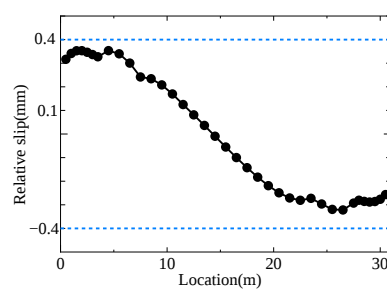


図-9 変更後ずれ変位分布

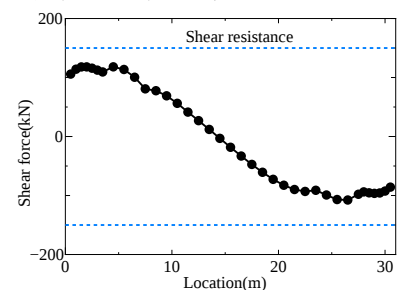


図-10 降伏荷重時せん断力分布

考えられる。鋼桁では許容引張応力度を満たしていることがわかる。この場合のせん断力分布を図-8に、ずれ変位分布を図-9に示す。それぞれ縦軸がスタッド一本当たりのせん断力、ずれ変位を表しており、横軸は左端から橋軸方向の距離を表している。桁端部のスタッドの数を増やしたことにより、桁端部のせん断力はせん断耐力の1/2より小さく、ずれ変位は0.4mmより小さくなっている。このことより、この配置では実際的なスパン30m単純非合成桁において使用性を満たすことができている。また、鋼桁のみの降伏荷重に対応する荷重をこのモデルに載荷した場合のせん断力分布を図-10に示す。縦軸はスタッド一本当たりのせん断力、横軸は左端から橋軸方向の距離を表している。青線はスタッドのせん断耐力を示しており、どのスタッドもスタッド1本当当たりのせん断力はせん断耐力に達していない。

5. まとめ

実際的なスパン30m単純非合成桁において、一般的な非合成桁のずれ止めの配置ではずれ止めにかかるせん断力を

考慮した場合、スタッドのせん断力、ずれ変位において使用性の限界値をみたしていないことがわかった。そこで、スタッドのせん断力、ずれ変位の使用性の限界値をみたすためには、従来の配置より桁端部に多くスタッドを配置するよう変更することが必要となることがわかった。また、同様の配置では鋼桁のみの降伏荷重に対応する荷重をこのモデルに載荷した場合は、スタッド1本当たりのせん断力もせん断耐力に達しないことがわかった。

なお、本研究の一部は、一般財団法人橋梁調査会の「橋梁技術に関する研究開発助成」の補助を受けて実施しました。ここに記して関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編，Ⅱ鋼橋編，2002.3.
- 2) 土木学会複合構造委員会：複合構造標準示方書 2014年制定，2015.5.