

ずれ止めの合成効果を考慮した非合成桁の設計法に関する研究

宇都宮大学 学生会員 ○ 桑原伸太郎 フェロー会員 中島章典
 正会員 NGUYEN MINH HAI 藤倉修一
 川田工業(株) 正会員 溝江慶久

1. はじめに

鋼道路橋として最も一般的な橋梁形式に非合成桁がある。非合成桁では、I 形あるいは箱形の鋼桁だけが荷重に抵抗し、設計上の煩雑さから、その上に配置される鉄筋コンクリート床版（以下、RC 床版）の主桁作用を期待しない。しかし、非合成桁においても、RC 床版と鋼桁の相対的位置の確保を目的としてスラブ止めなどの柔なずれ止めが設けられている。このため、非合成桁は実際にはいわゆる不完全合成桁として挙動することが知られており、RC 床版はある程度主桁作用に寄与する^{1),2)}。そのため、実際に鋼桁に作用する応力は、設計上の応力より小さく安全側となり、RC 床版は想定外の応力を受けることになると考えられる。また、ずれ止めに対応するせん断力が作用している。しかし、これまで非合成桁のずれ止めは安易に考えられ、その設計は経験的に行われてきた傾向にある。道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編³⁾においても、非合成桁の場合、ずれ止めの設置間隔を 1m 以内とすることが一般的であるとの記載があるのみである。

そこで本研究では、上述のように非合成桁の設計上の挙動と実際の挙動が大幅に異なる現状を踏まえ、適切なずれ止め配置の検討、そのずれ止め配置における非合成桁の挙動を把握し、床版の主桁作用を考慮した鋼桁の断面構成について解析的に検討を行う。

2. 非合成桁の解析

(1) 剛体ばねモデル解析

非合成桁の解析に際し、ここでは不完全合成桁などの挙動を明らかにする有効な解析方法の 1 つとして挙げられる、剛体ばねモデル⁴⁾を用いた弾塑性解析を行う。剛体ばねモデルを用いて非合成桁を解析するにあたり、図-1 に示すように RC 床版及び鋼桁を橋軸方向に分割し、それぞれの要素は複数の軸ばね、せん断ばねを設ける。また、コンクリート床版と鋼桁間には、ずれ止めを模擬し、鉛直ばねと水平ばねを設定する。さらに、支承位置には鋼桁下フランジ下面と固定面の間に支承要素として水平ばねと鉛直ばねを設ける。このとき、各ばねにはそれぞれの材料特性を設定する。

(2) 非合成桁の解析モデル

ここでは、スパン 30m、2車線 4 本主桁を有する単純非合成桁の 1 つの主桁と対応する RC 床版部分をモデル化した。解析モデルの概要を図-2 に示す。鋼桁は桁端部に向けて断面が小さくなる変断面構成としている。鋼種は SM490 であり、その降伏応力は道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編³⁾に則して設定し、RC 床版のコンクリートの圧縮強度は 30N/mm²とした。非合成桁のずれ止めとしては一般にスラブ止めが用いられる場合が多いが、RC 床版の取替えに際してプレ

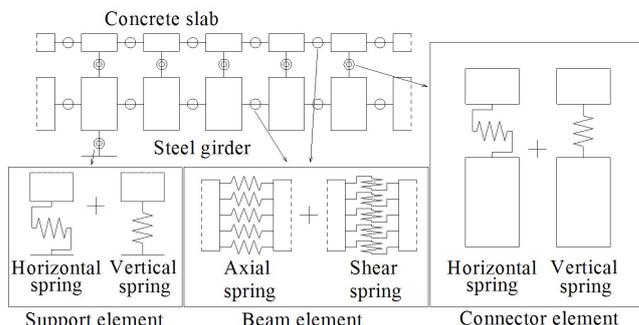


図-1 剛体ばねモデル

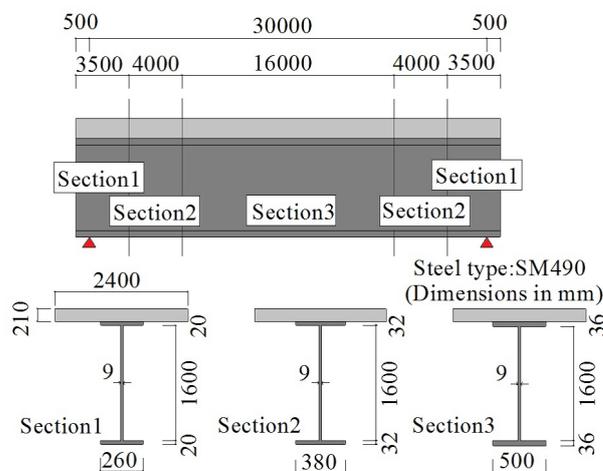


図-2 スパン 30m 非合成桁の解析モデル

キャスト床版を用いる場合には頭付きスタッド（以下、スタッド）が採用される場合も増えている。そこで、ずれ止めとして、まず、軸径 22mm、高さ 150mm のスタッドが一般的な非合成桁の配置間隔と考えられる 1m の間隔で 2 本ずつ配置されている場合を考える。そのせん断力-ずれ変位関係は複合構造標準示方書⁴⁾に準拠して設定した。

(3) ずれ止めの照査

図-2 の非合成桁モデルに図-3 に示すような死荷重 (D)、及び道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編³⁾に準拠して設定した図-4 に示す活荷重 (L) を載荷した際にずれ止め作用するせん断力及びずれ変位について照査する。この際、スタッドの使用性の検討は設計荷重時、つまり 1.0(D+L) 時を基準として行う。また、鋼桁のみで考えた際の最大荷重時までずれ止めが安全性の限界状態を満たすことが理想的であると考え、スタッドの安全性は鋼桁のみで考えた際の最大荷重 (2.1(D+L)) 時を基準として検討を行う。モデル上に死荷重と B 活荷重を載荷した際の 1.0(D+L) 時、2.1(D+L) 時のずれ変位とせん断力の長手方向分布をそれぞれ図-5,6 に赤丸で示す。図中の縦軸はずれ変位、スタッド 1 本に作用するせん断力を、横軸は左支点からのスタッドの位置を示している。また、図中の黒線はそれぞれスタッド (赤丸) の

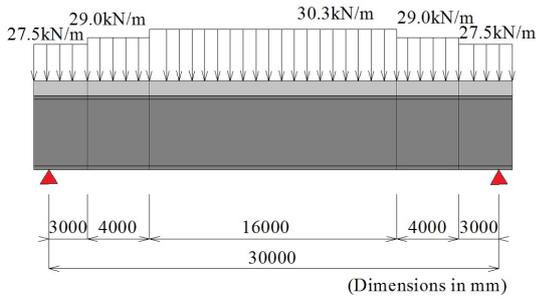


図-3 死荷重 (D)

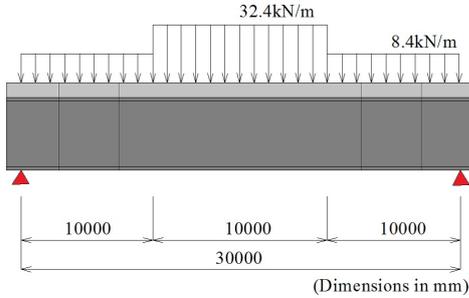


図-4 活荷重 (L)

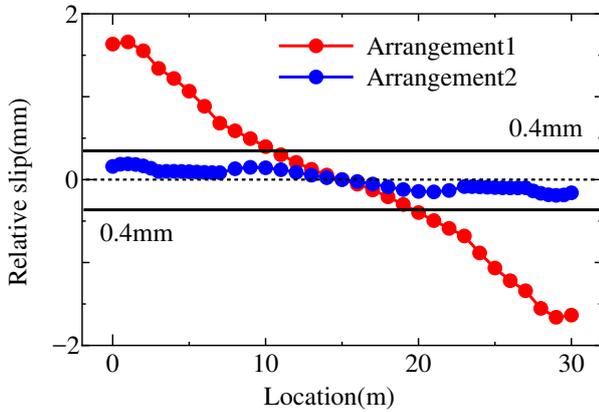


図-5-a 1.0(D+L) 時

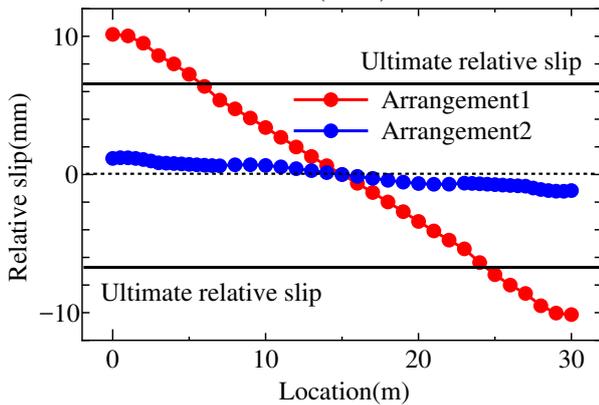


図-5-b 2.1(D+L) 時

図-5 ずれ変位分布

使用性の限界状態と考えられるずれ変位 0.4mm, せん断耐力 V_u の 1/2, 軸径 $d=22\text{mm}$ のスタッドの安全性の限界状態と考えられる終局ずれ変位 $0.3d=6.6\text{mm}$ 及びそのせん断耐力を示している. まず, 図-5-a,6-a より, 設計荷重時に非合成桁モデルのスタッドは支点付近でスタッドの使用性の限界状態と考えられるずれ変位 0.4mm を大きく上回り, せん断力についても使用性の限界状態を満足していないことが確認できる. さらに, 図-5-b,6-b より, 2.1(D+L) 時

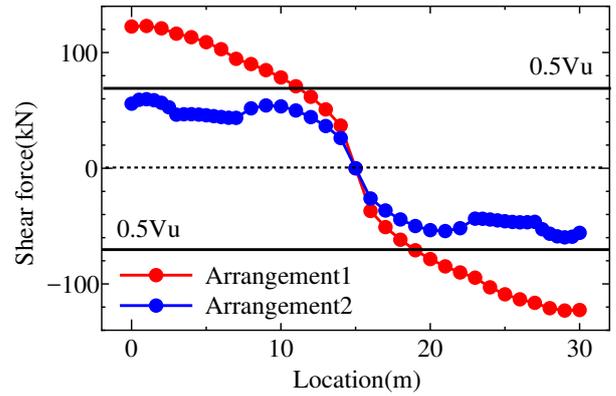


図-6-a 1.0(D+L) 時

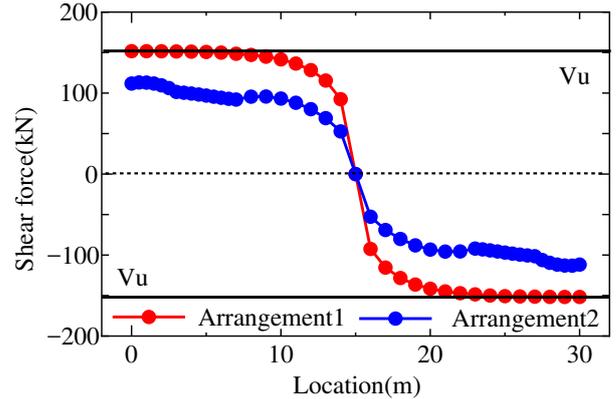


図-6-b 2.1(D+L) 時

図-6 せん断力分布

に支点付近のスタッドのずれ変位 (赤丸) は終局ずれ変位より大きく, そのせん断力 (赤丸) はせん断耐力に達していることが確認できる. このことから, 非合成桁の一般的な配置間隔と考えられるスタッド 1m 間隔 2 本ずつの配置の場合, 非合成桁の設計上考えられる, つまり鋼桁のみで考えた最大荷重に達する前にスタッドが限界状態に達する可能性がある. つまり, 1m 間隔 2 本ずつの配置はスタッドの使用性, 安全性の観点から十分ではないと言える. そこで, 以下ではスタッドの適切な配置について検討する.

スタッドの適切な配置として, 図-2 の断面 1, 2 の領域には同じ寸法のスタッドを 0.5m 間隔で 3 本ずつ配置した場合を考える. 以下では, この配置状況を Arrangement2, 1m 間隔 2 本ずつの配置を Arrangement1 とする. この際の 1.0(D+L) 時, 2.1(D+L) 時におけるずれ変位とせん断力の長手方向分布をそれぞれ図-5,6 に青丸で示す. 配置変更前と比較すると, 桁端付近のスタッド配置数を増加させた場合のスタッド 1 本に作用するせん断力並びにずれ変位は大きく低減されることがわかる. また, スタッドはそれぞれ使用性, 安全性の限界状態を満足していることが確認できる.

(4) 荷重倍率-たわみ関係

上述のようにずれ止めを適切に配置した非合成桁モデルに, 死荷重と B 活荷重を増加させながら最大荷重まで載荷した際の荷重倍率と支間中央のたわみの関係から, 非合成桁の挙動を確認する. 図-7 に非合成桁モデルの荷重倍率と支間中央たわみの関係を示す. 図中の縦軸が設計荷重に対

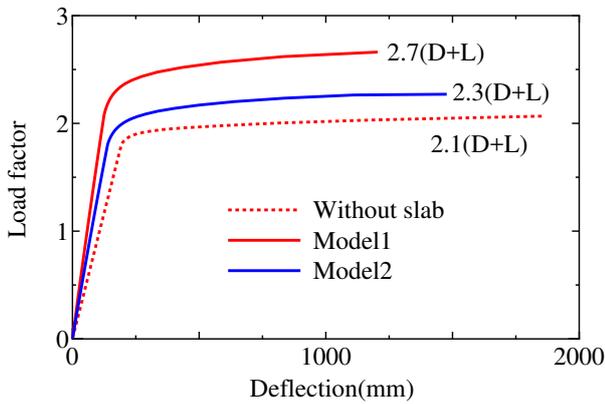


図-7 荷重倍率-たわみ関係

する荷重倍率，横軸が支間中央のたわみを表しており，赤実線が非合成桁モデルの結果，赤点線が非合成桁の設計上考えられる挙動，つまり鋼桁のみで解析した結果を示している．この図より，RC床版の合成効果を考慮した非合成桁の剛性，曲げ耐力は共に鋼桁のみのそれを大きく上回り，非合成桁の最大荷重は死荷重と活荷重の約2.7倍となり，鋼桁のみの最大荷重の約1.3倍程度であった．ここで，図-2の断面3における合成断面の全塑性モーメントは，その鋼桁のみの全塑性モーメントの約1.3倍であった．このことから，ずれ止めを適切に配置した非合成桁モデルは設計上考えられる挙動と異なり合成桁の挙動に近く，合成断面で考えた場合と同程度の耐力を有することが確認された．

(5) 合理的断面構成の検討

上述のようにRC床版の合成効果を考慮した非合成桁の挙動は設計上考えられている挙動と大きく異なり，その最大荷重は設計上の1.3倍程度であった．このことから非合成桁はずれ止めの合成効果により過度に安全側となっていることが確認できる．そこで，非合成桁においてずれ止めの合成効果を考慮した場合の合理的な断面構成について検討する．以下では図-2の鋼桁ウェブ高さを1600mmから1400mmへ12.5%減少させた場合について考える．ここで，鋼桁ウェブ高さ減少前のモデルをModel1，減少後のモデルをModel2とする．この場合の荷重倍率と支間中央たわみの関係を図-7に青線で示す．図より，鋼桁断面を縮小したモデルは，減少前のモデルに比べ剛性，最大荷重共に減少するが，それでもなお設計上考えられる鋼桁のみのそれを上回る．このように，非合成桁モデルにおいて鋼桁の断面を減少させた場合でも設計上考えられる場合より安全側となり，非合成桁を不完全合成桁として考え，鋼桁断面を縮小することができる可能性がある．

この際的设计荷重時における鋼桁の上下縁応力分布を図-8に示す．縦軸が応力，横軸が左支点からの橋軸方向位置を表し，赤，青実線がそれぞれModel2の鋼桁上下縁の応力，赤，青破線がModel1の上下縁応力，赤，青点線が設計上考えられる上下縁応力を示している．図より，上縁では鋼桁断面縮小前後で応力の大きさがほぼ同程度であるのに対して，下縁においては鋼桁断面縮小後の応力は縮小前に比べ大きくなっている．しかしそれは，設計上考えられ

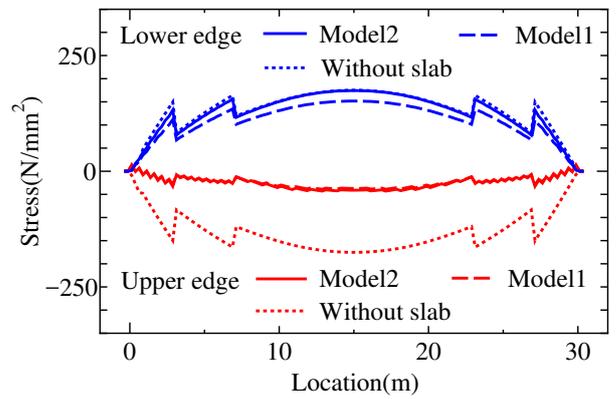


図-8 鋼桁上下縁応力分布

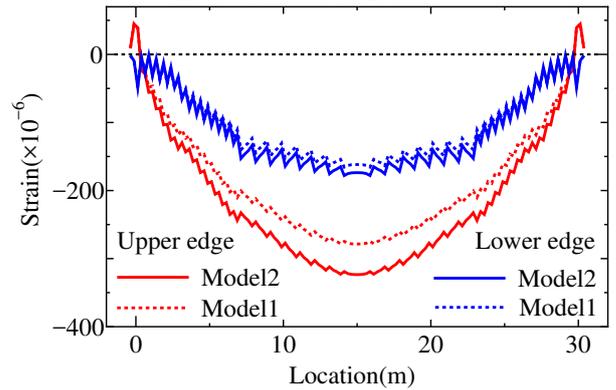


図-9 床版上下縁ひずみ分布

る応力と同程度であった．

また，設計荷重時におけるRC床版の上下縁ひずみ分布を図-9に示す．縦軸がひずみ，横軸が左支点からの橋軸方向位置を表し，赤，青実線がそれぞれModel2のRC床版上下縁のひずみ，赤，青点線がModel1のRC床版上下縁ひずみを示している．図より，鋼桁断面縮小により，RC床版の圧縮ひずみは上下縁ともに増加することが確認できる．しかし，負曲げによる支点上の引張ひずみの増加は確認されなかった．

さらに，設計荷重及び2.1(D+L)時におけるスタッドのずれ変位及びせん断力分布を図-10,11に示す．青丸がModel2のずれ変位及びせん断力，赤丸がModel1の結果を示している．図より，鋼桁断面縮小後のずれ変位及びせん断力は鋼桁断面縮小前に比べ増加していることがわかる．しかしこの場合において，その増加は小さく，スタッドは各限界状態を満足している．

ここで，鋼桁断面を縮小させたことによる架設時の影響を調べるため，断面減少後の鋼桁のみに合成前死荷重を載荷した際の鋼桁上下縁の応力を確認する．図-12に合成前死荷重載荷時の鋼桁上下縁応力分布を示す．図中の赤線が鋼桁上縁，青線が下縁の応力を示しており，黒線はSM490の許容応力を表している．この図より，合成前死荷重載荷時の鋼桁上下縁応力は許容応力に比べ小さいことがわかる．つまり，鋼桁断面縮小後の鋼桁は架設時における合成前死荷重に対して許容応力を満足しており，鋼桁断面縮小による応力の増加は小さい．

上述のように，鋼桁上下縁応力，RC床版上下縁ひずみ

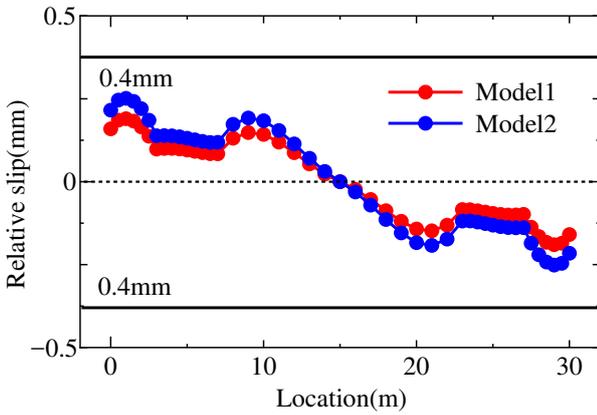


図-10-a 1.0(D+L) 時

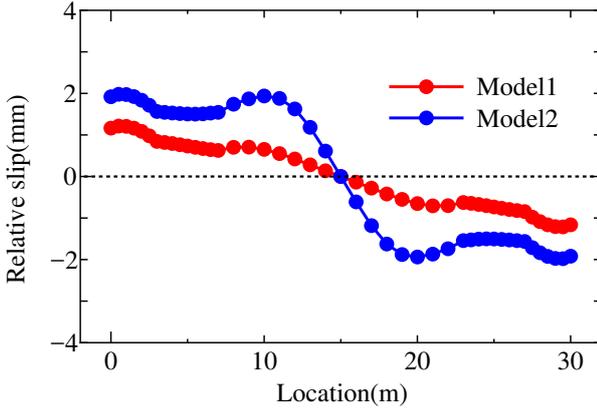


図-10-b 2.1(D+L) 時

図-10 鋼桁断面減少後ずれ変位分布

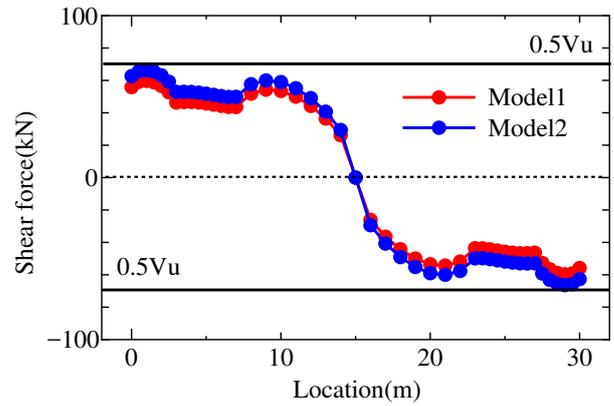


図-11-a 1.0(D+L) 時

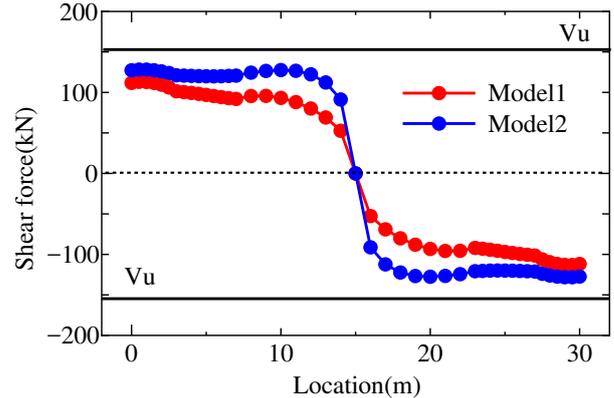


図-11-b 2.1(D+L) 時

図-11 鋼桁断面減少後せん断力分布

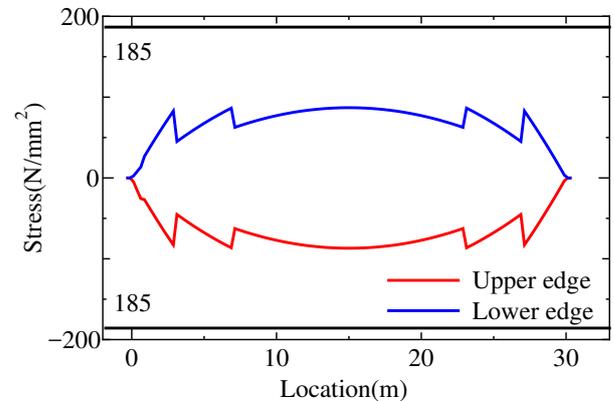


図-12 合成前死荷重に対する鋼桁上下縁応力分布

及びスタッドのせん断力、ずれ変位の観点から鋼桁断面縮小による影響は小さく、非合成桁を不完全合成桁として考え、鋼桁断面を縮小することができる可能性が示される結果となった。

3. まとめ

本研究では、剛体ばねモデルを用いた弾塑性解析により、ずれ止めの合成効果を考慮した非合成桁において、どのような鋼桁断面やずれ止めの配置が合理的であるかを解析的に検討した。得られた結果をまとめると以下ようになる。

1. 非合成桁の一般的なずれ止めの配置状況と考えられるスタッド 1m 間隔 2 本ずつの配置は設計荷重及び非合成桁の設計上の最大荷重時を基準とした場合、使用性、安全性の観点から十分ではない。
2. ずれ止めを適切に配置した非合成桁モデルは設計上考えられる挙動と大きく異なり、合成断面で考えた場合と同程度の曲げ耐力を有する。
3. 非合成桁モデルにおいて、ウェブ高さを 12.5% 減少させた場合でも、設計上想定される最大荷重を上回り、非合成桁を不完全合成桁として考え、鋼桁断面を縮小することができる可能性が示された。

なお、ずれ止めとして非合成桁に一般的に用いられるスラブ止めが配置されている場合についても検討を行ったが、スラブ止めは形式上、密に配置することが困難であり、スラブ止めを用いて、安全性の観点から十分な配置とすることは不可能であることが確認された。

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) Newmark, N.M., Siess, C.P. and Viest, I.M.: Test and analysis of composite beams with incomplete interaction, Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis, Vol.9, No.1, pp.75-92, 1951.
- 2) 中島章典, 池川真也, 土橋健治, 阿部英彦: 非合成桁スラブ止めの動的水平せん断伝達性状と疲労強度, 鋼構造年次論文報告集, 第2巻, pp.683-690, 1994.11.
- 3) 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.
- 4) Kawai, T.: New Element Models in Discrete Structural Analysis, 日本造船学会論文集, No.141, pp.174-180, 1977.
- 5) 土木学会: 複合構造標準示方書, pp.158-160, 2015.