

FEM 解析によるロビンソン型合成床版の底鋼板スタッドのせん断力分担率の試算

(一社) 日本橋梁建設協会 正会員 ○松村 寿男 高須賀 丈広
ジェイアール東日本コンサルタンツ (株) 正会員 石井 雄大 法政大学 正会員 藤山 知加子

1. はじめに

ロビンソン型の鋼コンクリート合成床版を設計する際には、ずれ止めとして頭付きスタッドがどの程度のせん断力を分担しているのか、正確に把握することが必要である。本研究では、ロビンソン型合成床版のスタッド、主桁スタッドによる鋼とコンクリートとの合成作用を検証するため、3次元非線形 FEM 解析を用いて、部分モデルと橋梁モデルを用いた試算を行った。

2. 部分モデルによる検討

2.1 部分解析モデルの構築

はじめに、頭付きスタッド (φ16) 1 本と周囲の配力鉄筋と主鉄筋、コンクリートを含むロビンソン型合成床版の一部 (リブは含まず) を取出しモデル化 (図-1(a)) した。本研究では 1) 底鋼板とコンクリートとの節点を共有した「完全剛結モデル」(図-1(b)) と 2) スタッドを 3 次元ソリッド要素で直接モデル化し、スタッドおよび底鋼板表面に境界面要素を配置することで鋼とコンクリート境界部を再現した「非剛結モデル」(図-1(c)) を構築した。これらのモデルに対し、底鋼板の水平方向変位を拘束した上で、コンクリート側面に静的 (1 秒間で 0.01mm ずつ増加) に 1 方向の強制変位によりせん断力を与えた。スタッドのせん断方向の初期付着力 10N/mm^2 、開閉方向の初期付着力 1N/mm^2 、コンクリートと鋼材の摩擦係数 0.6 を設定した。

2.2 スタッドが分担するせん断力の試算

スタッド頭位置の要素の水平変位をずれ変位、コンクリート側面の水平方向強制変位を与えた点の全反力をスタッドが分担するせん断力と定義し、せん断力-ずれ変位の関係をまとめた結果を図-2 に示す。赤線で示される「非剛結モデル」のスタッドの分担するピークせん断力 (A 点) は約 150kN であり、青線で示される完全剛結モデルの約 730kN (D 点) を大幅に下回った。「非剛結モデル」の変形と主応力コンター図を図-3 に示す。

図-2 から分かるように、A 点で底鋼板とコンクリートの付着切れにより分担せん断力が一旦低下するが、B 点 (ずれ変位 0.25mm) からはスタッドとコンクリートのかみ合わせにより C 点 (ずれ変位 3.0mm) までほぼ一定となる。C 点ではスタッドのコンクリートに押されている基部から 1/2 高さ程度の部位が降伏応力 (図-3(c)(d)) に達している。これはスタッドの降伏によりスタッドが分担していたせん断力がコンクリートに分配され、図-2 に示す C 点で分担せん断力が低下したと考える。C 点を仮に破壊点ととらえた場合に、「完全剛結モデル」に対する「非剛結モデル」の算出せん断力の分担割合は 0.38 と試算された。

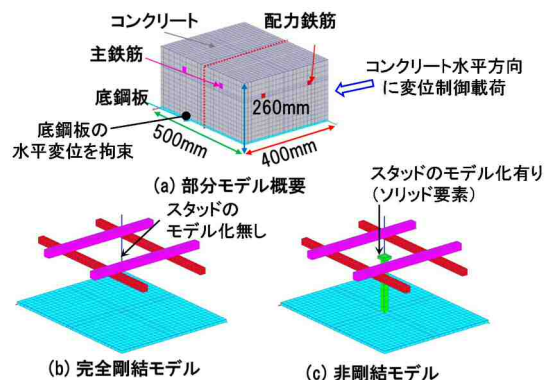


図-1 部分モデル概要

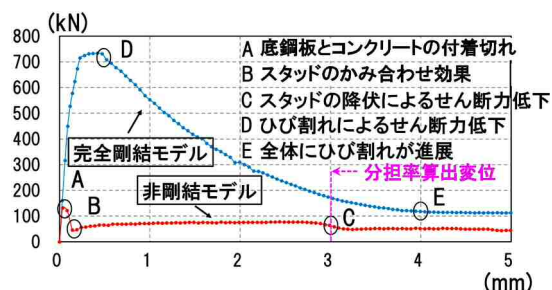


図-2 せん断力-ずれ変位関係

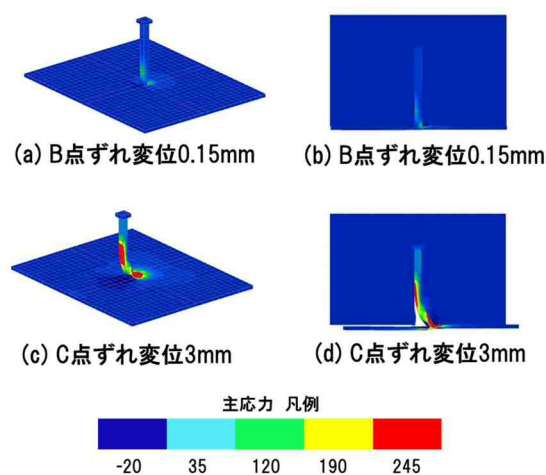


図-3 変位および主応力コンター図 (変形 20 倍)

キーワード 鋼・コンクリート合成床版, 頭付きスタッド, せん断力

連絡先 162-0843 東京都新宿区市谷田町 2-33 法政大学デザイン工学部 TEL 050-3136-4675

3. 橋梁モデルによる検討

3.1 橋梁解析モデルの構築

ロビンソン型合成床版を有する2主桁橋梁を対象に、全幅員 10.55m、橋軸方向 5.0m 長さ（端部面を面对称の境界条件で連続性を再現した）のモデルを構築した（図-4）。部分解析モデルと同様に鋼とコンクリートの「完全剛結モデル」と、底鋼板とコンクリート間に境界面要素を配置し、スタッドを梁要素でモデル化した「非剛結モデル」を構築した。床版支間中央に鉛直方向に T 荷重 1 組（1 輪あたりの面積 200mm：橋軸方向×500mm：直角方向）を載荷した。部分解析モデル同様に静的（1 秒間で 0.01mm ずつ増加）に載荷した。載荷直下の底鋼板の鉛直変位を与えた節点全反力を合成床版の耐力と定義した耐力カータワミ関係を図-5 に示す。

図-5 から分かるように、「完全剛結モデル」、「非剛結モデル」のいずれも 400kN 程度までは同じ挙動を示すが、「非剛結モデル」では 400kN 以降にわずかな剛性の低下が見られた。

「非剛結モデル」では鋼材（底鋼板、主桁）と床版コンクリートとの付着切れが生じたことが原因と推察されるが、設計荷重の 4 倍と大きく上回っているため、本解析条件における使用限界状態では合成床版鋼 2 主桁橋は完全剛結の挙動を示していると推察された。

3.2 スタッドが分担するせん断力の試算

図-6 に示す横桁上の(a)床版支間中央、(b)支間中央より約 1.0m 主桁側、(c)主桁上、(d)張出長 1/2 の 4 点に着目し、スタッドが分担するせん断力を試算した。鉛直荷重が 500kN までのスタッドせん断応力カータワミ(版中央)関係を図-7 に示す。

せん断応力の大きさ、荷重載荷に伴う増減の挙動は異なるが、載荷初期には「非剛結モデル」と「完全剛結モデル」はほぼ同じ挙動を示した。その後の挙動は今後の考察に委ねる。なお、剛結モデルと非剛結モデルとの差は、載荷荷重に換算すると(a)床版支間中央は 300kN 程度、(b)支間中央より約 1.0m 主桁側位置は 400kN 程度、(c)主桁上は 100kN 程度で顕著となり、(d)張出長 1/2 位置は 100kN 時点で「剛結モデル」に対する「非剛結モデル」の合成度は 90%程度であった。

4. まとめ

ロビンソン型合成床版の部分モデルにおいて、スタッド

1 本に対する鋼コンクリート境界面付着切れ後の分担率の算出を試みた。またロビンソン型合成床版を有する橋梁モデルにおいて剛性低下が顕著となる荷重値を解析的に検証した。今後は実験との比較により、試算結果の妥当性を解析条件に応じて慎重に検証する必要がある。

参考文献

1)松井ら：限界状態設計法に基づく鋼・コンクリート合成床版設計指針（草案）について，第 3 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，1995 年 11 月

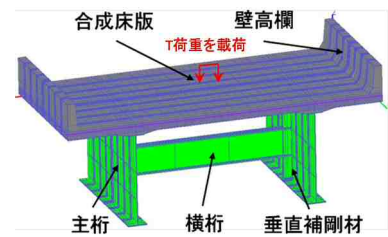


図-4 橋梁モデル概要

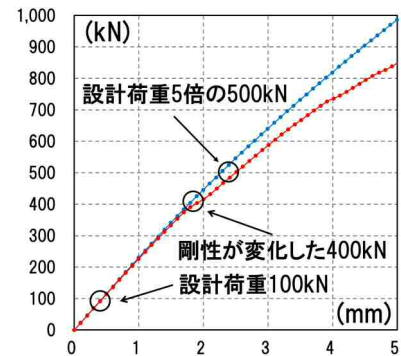


図-5 耐力カータワミ関係

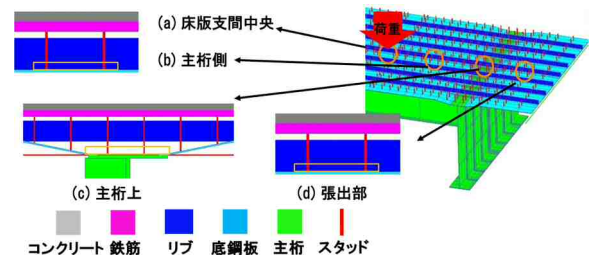


図-6 スタッド着目位置

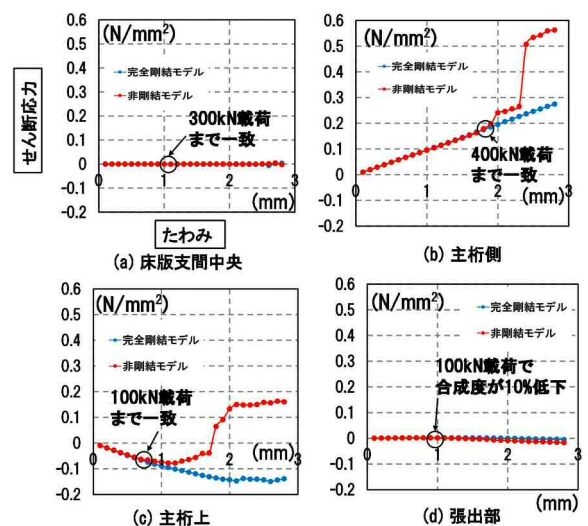


図-7 スタッドせん断応力カータワミ関係