

合成梁の繰返し載荷挙動に関する数値解析モデルの検証

Validation of Numerical Models for Cyclic Loading Behavior of Composite Beams

建築都市空間デザイン専攻 空間防災講座 建築構造工学研究室 外山寛太郎

Abstract

This study presents simulations of composite beams to examine the composite action. A numerical model was developed based on the past studies to model the elastic-plastic behavior of composite beams. Element formulations and material properties of a reinforced concrete slab bonded to a formed steel deck, an I-shaped steel beam, and a headed anchor stud were examined. The numerical models were experimentally validated. As a result, the numerical model conservatively evaluated the strength and deformation capacity regardless of the difference in specifications both of a formed steel deck and shear connectors.

Keywords: Numerical analysis, Composite beams, Effective width of slab, Neutral axis, Shear studs

1. 序

シアコネクタを介し鉄筋コンクリートのスラブ床と鋼梁を一体化させた合成梁は、鋼構造建築物で多用されている。文献調査¹⁾から、合成梁は純鋼梁として設計される事例が多い。合成梁を合理的にモデル化できれば、合成効果により純鋼梁より高い耐力と剛性が期待できるため、経済的な設計が可能になる。合成効果を決定づける因子は多く、構造性能の定量的な評価に課題が残されている。高橋ら²⁾の実験より、デッキプレートとシアコネクタの仕様により、弾性剛性、最大耐力や試験体の損傷状況が異なることを示した。本論文では、繰返し載荷実験結果²⁾との比較検証で、デッキプレート合成スラブの仕様が合成梁の合成効果に及ぼす影響を分析できる数値解析モデルを提案した。

2. 数値解析モデルの構築

構造解析ソフトウェア OpenSees³⁾を用いて、繰

返し載荷実験の再現を試みた。図1(a)に、実験で採用した試験体の仕様を示す。柱梁の各スパンの中央まで模したト字型で、鋼梁はせい400mmのH形鋼で、デッキプレート付合成スラブは有効せい80mmであった。シアコネクタには、軸径16mm、高さ80mmの頭付きスタッドが用いられ、300mmピッチで打設された。平行タイプでは梁上でコンクリートが充填されるようデッキプレートは断続的に、直交タイプではデッキプレートを梁上で連続的に配置され、スタッドが2列配置で完全合成梁の試験体と、1列配置で不完全合成梁の試験体が用意された。図1(c)に合成梁の試験体を模擬した解析モデルを示す。多田ら⁴⁾、Krawinklerら⁵⁾の手法を参照し、柱を弾性の梁要素で、鋼梁を柔性法で定式化されたファイバー要素で、スラブのコンクリートをトラス要素で、接合部パネルを剛棒と回転ばねでモデル化し、スラブの鉄筋とデッキプレートを無視した。幾何学的非線形を考慮した。鋼梁は図心位置、スラブは溝

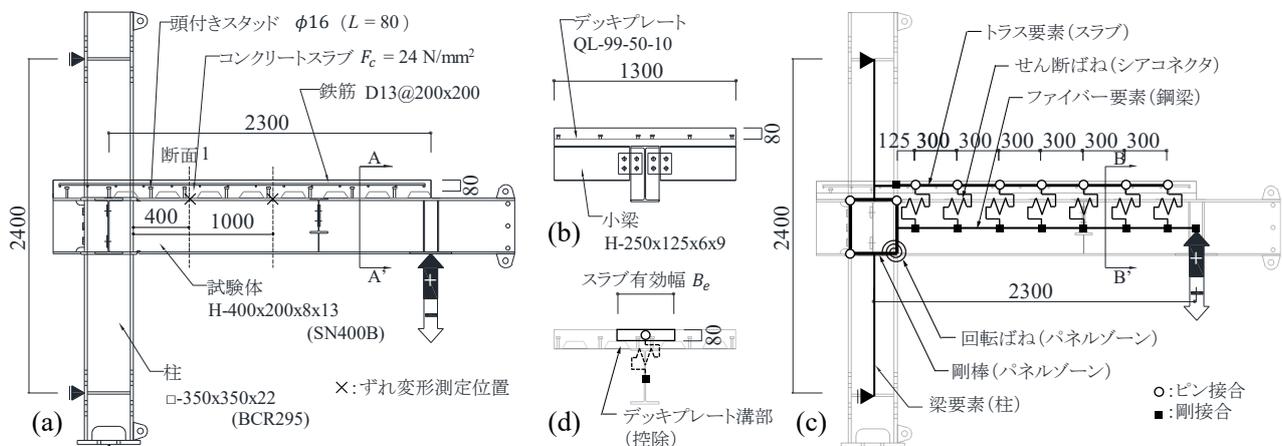


図1 数値解析モデル概要；(a) 試験体仕様（直交タイプ）、(b) 試験体 A-A'断面、(c) 数値解析モデル（平行タイプ）、(d) 数値解析モデル B-B'断面

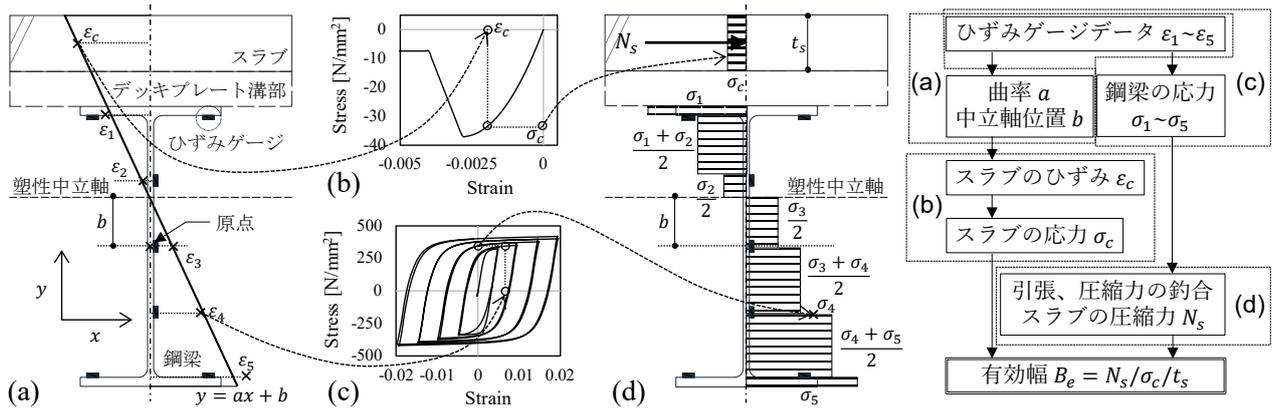


図 2 ひずみゲージから有効幅を推定する手法

部分を控除した中央位置に配置した。田川ら⁶⁾の手法を参考に頭付きスタッドをせん断ばねでモデル化し、打設位置でファイバー要素とトラス要素を接続した。載荷点に位置する梁先端は自由端で、頭付きスタッドに対するコンクリートの拘束効果を期待せず、コンクリートの要素を設けなかった。弾性係数は、鋼で $205,000 \text{ N/mm}^2$ 、コンクリートで $25,900 \text{ N/mm}^2$ とした。鋼梁に適用したファイバー要素では、Gauss-Lobatto 則に基づき積分点を両端 2 点に配し、H 形断面をせい方向にフランジを 4 分割、ウェブを 16 分割し、フィレット部を無視した。ファイバー要素の降伏強度は、JIS 1A 号の引張試験から得た結果を適用し、ひずみ硬化後の応力-ひずみ関係は、同一鋼材種の繰返し載荷材料試験結果⁷⁾からパラメータを同定した Menegotto-Pinto モデルを適用した。

図 2 に示す手法により、試験体の H 形鋼梁に貼付されたひずみゲージで測定した曲げひずみの分布からスラブの有効幅 B_e を推定した。図 2(a) で示すように、ウェブの中央付近 2 点の弾性範囲に収まるひずみで、曲率と鋼梁の図心を取った塑性中立軸位置を決定し、溝部を控除したスラブの中央位置におけるひずみを線形補間により決定した。図 2(b), (c) に示すように、スラブは Modified-Kent-and-Scott モデル、鋼梁は Menegotto-Pinto モデルにより曲げ応力を算定した。図 2(d) に示すように、鋼梁の曲げ応力は 5 つのゲージ貼付位置と塑性中立軸位置の各区間において平均的に分布するとみなし、スラブの曲げ応力は溝部を控除した範囲で同様とみなした。貼付位置において平面保持が成立し、鋼梁が断面全体で負担する引張力と等しい大きさの圧縮力をスラブが負担したと仮定し、有効幅を推定した。

図 3 に完全合成梁であった試験体の有効幅の推移を、正曲げのピーク時から抽出して示す。ひずみゲージの貼付位置は柱面から 400 mm の位置で

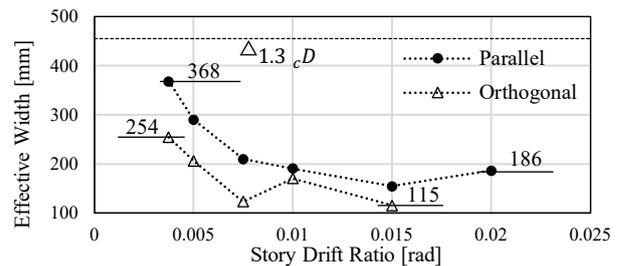


図 3 載荷中の有効幅の推移

あり、図 1(a)中の断面 1 に対応する。いずれのタイプも、変形が増大するにつれて有効幅が短縮し、弾性域と比べ圧壊直前のサイクルでは半分程度となった。図中に指針⁸⁾で定められた有効圧縮耐力算定用の有効幅を示す。いずれのタイプも、弾性域であっても指針の値を下回り、平行タイプで 8 割、直交タイプで 5.5 割であった。表 1 に決定したスラブの有効幅を示す。シアコネクタの仕様が異なっても有効幅は同一とした。コンクリートの材料特性には Modified-Kent-and-Scott モデルを採用した。圧縮耐力は文献 2) の圧縮強度試験結果で、その他のパラメータは Kent ら⁹⁾の設定で決定した。

節点間に配置したせん断ばねの弾塑性荷重-変形関係は完全弾塑性型とした。AISC¹⁰⁾の規準式で、せん断剛性 k_s とせん断耐力 Q_u を式(1)、式(2)で評価した。

$$k_s = 0.9G_s \cdot n \cdot a_{sc}/l \quad (1)$$

$$Q_u = 0.5n \cdot a_{sc} \sqrt{F_c \cdot E_c} \leq R_q \cdot R_p \cdot a_{sc} \cdot F_c \quad (2)$$

ここに、 G_s はせん断弾性係数、 n は打設位置の頭

表 1 解析モデル入力値

タイプ	B_e [mm]	k_s [kN/mm]	Q_u [kN]
平行	360	714	166
直交・完全	250	714	113
直交・不完全	250	357	56.5

付きスタッドの本数、 a_{sc} は頭付きスタッド1本の軸部の断面積、 F_c 、 E_c はそれぞれコンクリートの圧縮強度、弾性係数、 R_g 、 R_p 、 F_u は頭付きスタッドの合計本数、位置に関する低減係数、引張強度である。表1に頭付きスタッドのせん断耐力を示す。直交タイプのせん断耐力は、平行タイプの2/3倍となった。

3. 繰返し载荷実験の再現解析

図4に、実験で下フランジの局部座屈が確認された载荷振幅0.03 radまでの梁端モーメント-層変形角関係を、解析結果と実験結果を併せて示す。図中の cM_p^+ は合成梁の全塑性モーメント⁸⁾を表す。平行タイプの解析結果は、コンクリートスラブが圧壊した時点で実験値に近い正曲げ側の最大耐力を示し、実験で観察した破壊モードと整合した。直交タイプの解析結果は、完全合成梁の正曲げ側の最大耐力を概ね評価したものの、実験よりも早期にスラブの圧壊を示した。不完全合成梁では、スラブの圧壊に先行してスタッドが降伏し、振幅0.03 radでも圧壊が生じず、実験で観察した破壊モードと整合した。振幅0.00375 radの正曲げ

2 サイクル目でピーク時と原点を結ぶ線の勾配で初期剛性を評価した。いずれのタイプの解析結果も正曲げの最大耐力と初期剛性は10%以内の誤差に収まった。

4. 考察

図5に、中立軸位置の推移を正曲げのピーク時から抽出して示す。図2中の塑性中立軸位置に対応し、図1中の断面1における推移を示す。解析値は各ファイバー要素のひずみから最小二乗法を用いて求めた。解析結果と実験結果は対応しており、図3で示したスラブの有効幅の設定によりデッキプレートとシアコネクタの仕様によって異なる合成効果を概ね評価できたと考えられる。

図6に、実験で測定したデッキプレートと鋼梁間のずれ変形と、解析で得られたせん断ばねのずれ変形を比較して示す。実験におけるずれ変形の測定位置を図1に示した。弾性域におけるずれ変形の解析結果は最大でも0.2 mmほど小さく、せん断ばねも弾性応答し、実験値とよく一致した。完全合成梁であった試験体の0.01 radにおけるせん断ばねのずれ変形の解析結果は、大きくても0.4

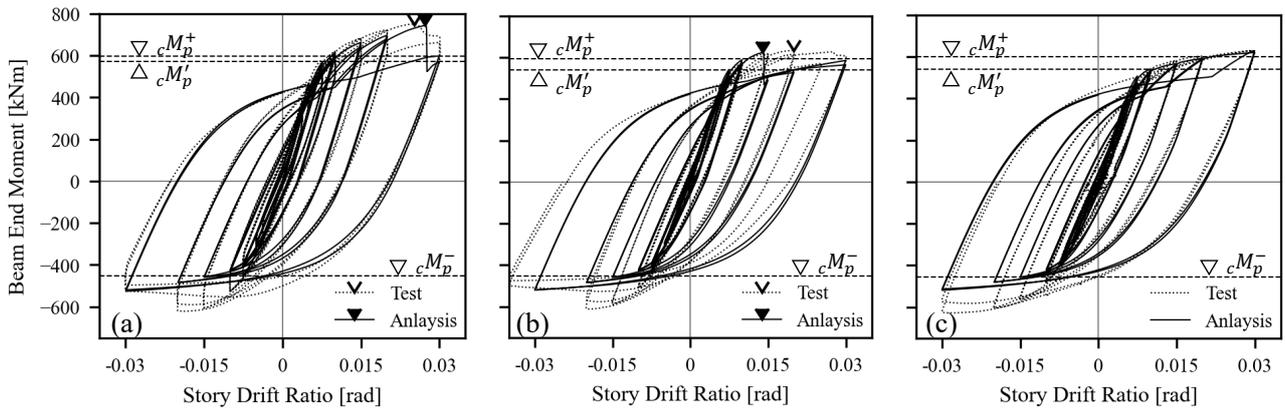


図4 梁端モーメント-層変形角関係；(a) 平行、(b) 直交・完全、(c) 直交・不完全

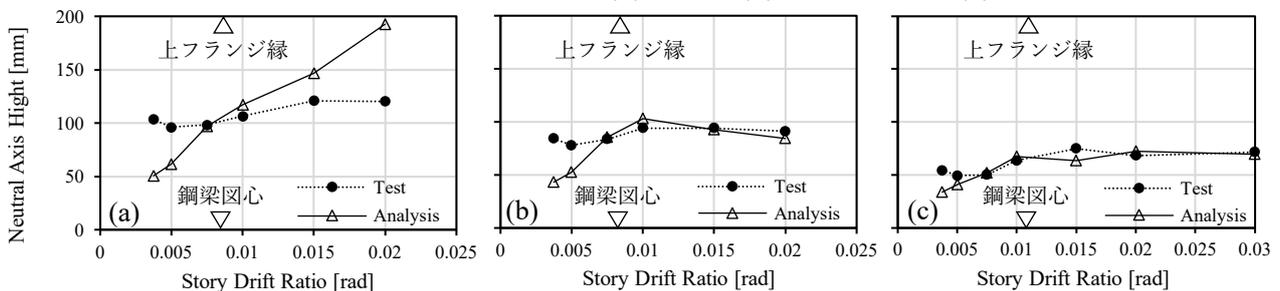


図5 中立軸の推移；(a) 平行、(b) 直交・完全、(c) 直交・不完全

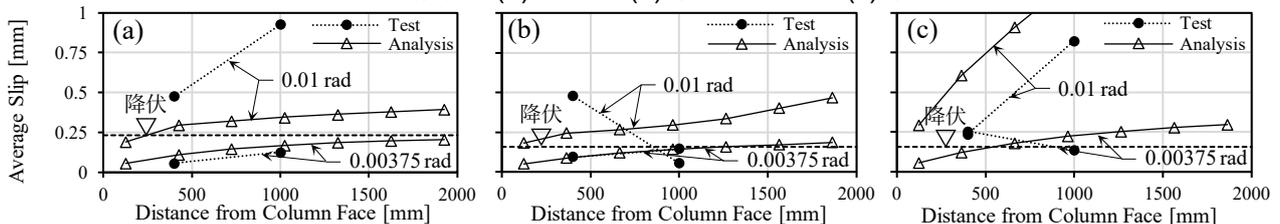


図6 ずれ変形の推移；(a) 平行、(b) 直交・完全、(c) 直交・不完全

mm 程度であり、実験で計測した大きさと同程度であった。圧壊時には、平行タイプの梁端部を除くすべてのせん断ばねが降伏し、載荷後に確認した状況と概ね一致した。

図 7 に示すように、載荷後に試験体を解体して確認した状況を模擬した楔形の圧壊領域を仮定し、スラブの有効幅の定量的な評価を試みた。平行タイプでは、スラブは頭付きスタッドの溶接部を始端とし、斜め方向に割裂を生じた (図 7(a))。これより、溝部分を含めたコンクリートのせいと有効スラブ厚さの比に、梁幅とコンクリートの支圧強度上昇率を乗じ、平行タイプの有効幅を式(3)で評価した (図 7(b))。

$$B_e = 1.3(d_s + H_d)/d_s \cdot B \leq cD \quad (3)$$

ここに、 d_s はスラブの有効厚さ、 H_d はデッキプレートせい、 B は梁フランジ幅、 cD は柱の見付け幅である。

直交タイプでも、斜め方向に割裂を生じたが、始端位置はスタッドがデッキプレートの溝部分から突出した箇所であった。よって、溝部分を控除し、梁幅にコンクリートの支圧強度上昇率を乗じ、直交タイプの有効幅を式(4)で評価した (図 7(c))。ただし、いずれのタイプでも有効幅は柱の見付け幅を超えないこととした。

$$B_e = 1.3 \cdot B \leq cD \quad (4)$$

図 4 中に、本提案による有効幅を用いて算定した、合成梁の正曲げ時の全塑性モーメント cM_p を示す。コンクリートが圧縮力を負担する有効幅は、提案した評価手法によると平行タイプで 350 mm、直交タイプで 260 mm と、指針⁸⁾の有効幅 455 mm より小さい値となった。解析で得られた最大耐力は、平行タイプで 32%、直交タイプで 14%ほど cM_p を上回ったことから、図 7 に示す手法で有効幅を決定したとき、デッキプレート付合成梁の最大耐力を安全側に評価した。

5. 結論

合成梁の合成効果を検証する解析モデルを構築し、実験結果との比較からモデルの妥当性を確認した。以下に総括を示す。

1) 解析モデルは、デッキプレートとシアコネクタの仕様で決定する合成梁の初期剛性および最大耐力を 10%以内の精度で捉えた。床スラブのコンクリートが圧壊する変形量を早期または同程度と判定した。正曲げで観察さ

れた破壊モードは実験結果と整合した。

- 2) ひずみゲージの測定値から得た中立軸位置と、変位計で測定したデッキプレートと鋼梁とのずれ変形は、解析結果と概ね対応した。解析モデルで、シアコネクタが鋼梁と床スラブの間で伝達する荷重を推定し、合成梁の合成効果を評価できるモデルであった。
- 3) 破壊挙動から提案した有効幅の評価手法は、デッキプレート付合成梁の溝方向を考慮した最大耐力を安全側に評価した。適用範囲についてさらに検討する必要がある。

【参考文献】

- 1). 佐藤ら：北海道内の鋼構造建築物の実態調査，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1009-1010, 2022
- 2). 高橋ら：デッキプレート付合成梁の繰返し載荷実験 その 1 実験計画と実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.753-754, 2021
- 3). McKenna, F.: Object oriented finite element programming frameworks for analysis, algorithms and parallel computing. Ph. D. dissertation, Univ. of California, Berkeley, CA., 1997
- 4). 多田ら：インターネットで異種プログラムを統合した構造解析システムの基本考察，日本建築学会構造系論文集，第 580 号，pp.113-120, 2004
- 5). Krainkler H. et al.: Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Fram Structures, Technical Report 132, The Jhon A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA., 1999
- 6). 田川ら：頭付きスタッドのずれ変形が合成梁の弾性剛性に及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.853-854, 2012
- 7). 中川ら：ひずみ時効を受けた鋼材 その 3 繰返し載荷履歴の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.673-674, 2021
- 8). 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010
- 9). Scott B.D. Et al.: Stress Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, J Am Concr Inst. 79, pp.13-27, 1982
- 10). AISC: Specification for Structural Steel Buildings, 360, pp.86-112, 2016

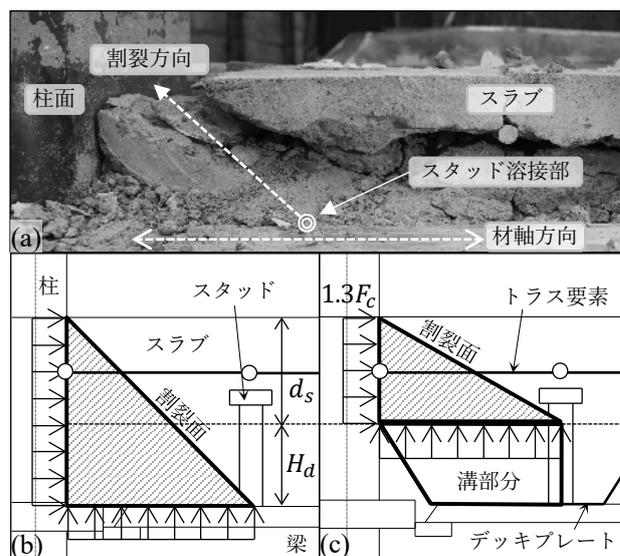


図 7 破壊挙動から有効幅を決定する手法；
(a) 平行タイプの圧壊の様子、
(b)、(c) 平行、直交タイプの圧壊領域（斜線部）