SRC 合成床版の引張剛性に関する実験的検討

東日本旅客鉄道（株）　正会員 ○小島　巧　　正会員 髙見澤拓哉
正会員　井口重信

1. はじめに

下路鋼トラス橋の下床版を SRC 構造とする場合，ひび割れ等により剛性が低下する荷重およびひび割れ後の引張剛性を適切に評価する必要がある．そこで，SRC 合成床版の一部を縮小してモデル化した試験体を製作し，静的引張試験を実施したので，以下にその概要を述べる．

2. SRC 合成床版構造の引張試験

2.1 試験概要

（1）試験体

図-1 に試験体概要を示す．試験体は溝型鋼と底鋼板からなる鋼殻内部に鉄筋コンクリートを充填した形状である．橋軸直角方向の曲げ剛性確保とコンクリートのずれ止めを目的として，スパン中央から左右 1.0m の位置に横桁を配置した．コンクリート中には上下 2 段に連続する軸方向鉄筋（D16）を配置し，横桁上部（B-B 断面，B'-B' 断面）は，補強鉄筋（D13）を配置した．また，図-1 中に示す各位置にひずみゲージを設置した．

（2）試験方法

試験体には加力するための反力体を端部に剛結し，試験体両側に設置した 2 本の油圧ジャッキを軸方向外方に押すことで載荷した（図-1）．引張軸力は 1800kN まで 300kN ずつ各 3 回載荷・除荷を繰り返し，以降は 2300kN および 2800kN で 1 回ずつ載荷・除荷を行った．油圧ジャッキの中心は溝形鋼上縁から 190mm の位置とし，試験体断面の図心と 38.7mm ずれた箇所である．

2.2 三次元 FEM 解析

図-2 に解析モデル図を示す．FEM モデルでは図-1 青枠内の試験体部分のみをモデル化した．要素は全てソリッド要素とし，鉄筋は埋め込み要素を用い，鋼板とコンクリートは節点を共有とした．解析は荷重制御で行い，両端部下面を Z 方向に固定した．各要素の諸元には材料試験結果を用いた．

2.3 試験結果および考察

（1）ひび割れ発生状況

図-3 に試験体のひび割れ状況を示す．900kN 載荷時に横桁フランジ縁端部および横桁直上付近に，1200kN 載荷時にスパン中央付近にひび割れが発生した．以降，1500kN 時に両端部付近，2300kN 時に補強鉄筋の終端部付近等に発生し，ひび割れ本数が増えていった．図-4 に FEM 解析によるひび割れ発生状況およびひずみ分布を示す．ひび割れは 0.1mm 以上のものを表示して

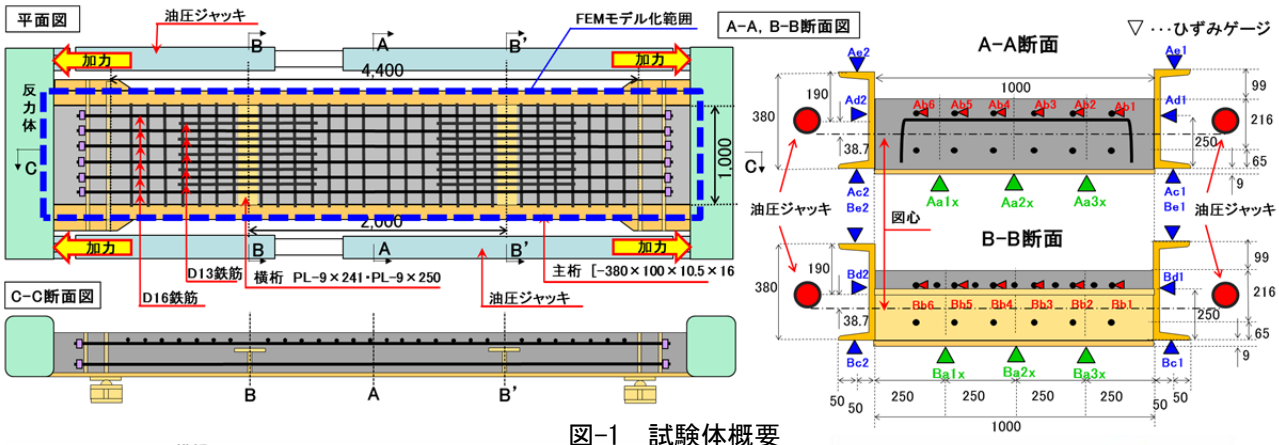

図-1　試験体概要

図-2　FEM モデル

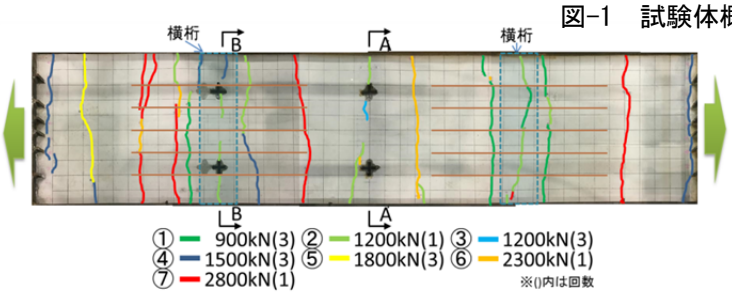

図-3　ひび割れ発生状況：試験体

キーワード　ＳＲＣ床版，鋼トラス橋，テンションスティフニング
連絡先　〒370-8543 群馬県高崎市栄町 6 番 26 号　東日本旅客鉄道(株) 上信越工事事務所 TEL:(027)324-9369

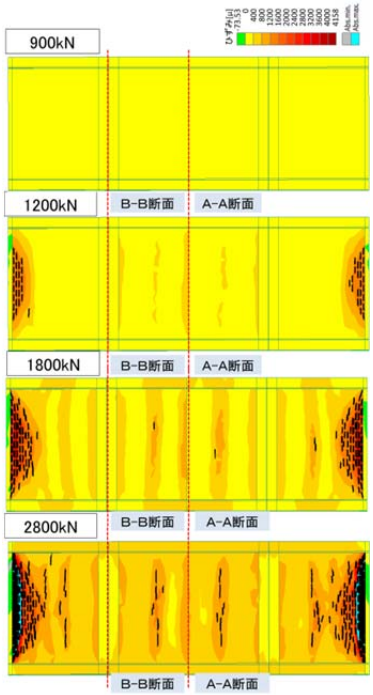

図-4　ひび割れ発生状況：FEM

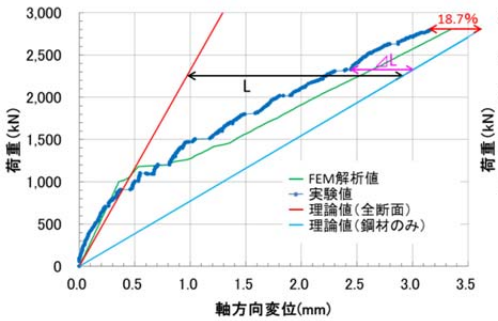

図-5　荷重と軸方向変位

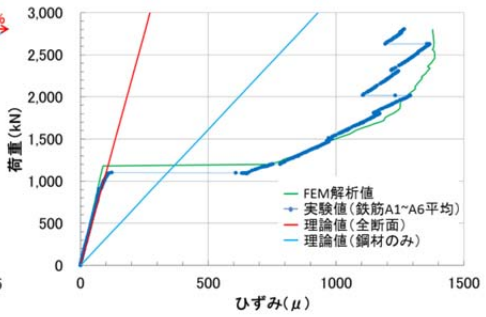

図-6　荷重とひずみ：鉄筋

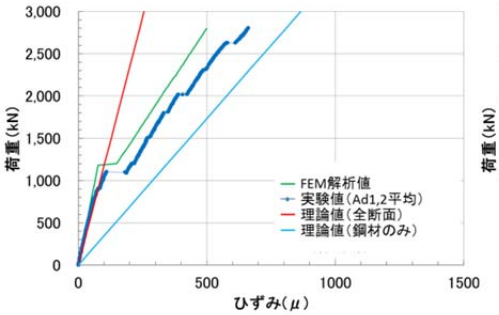

図-7　荷重とひずみ：溝形鋼（中央部）

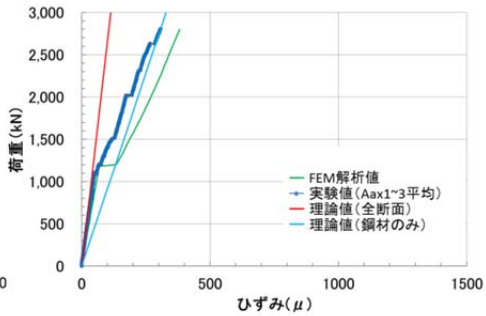

図-8　荷重とひずみ：底鋼板

いる．1200kN 時に試験体端部に，1800kN 時に補強鉄筋の終端部付近にひび割れが発生した．その後 2800kN に至る過程で試験体端部と補強鉄筋の終端部付近のひび割れ本数が増えていった．ひび割れの発生順序に相違が生じた理由は，試験体では軸方向端部に 6 ヵ所の補強リブが配置されておりコンクリートと鋼板が一体化されているが，FEM では補強リブをモデル化しなかったためと思われる．

（2）荷重-軸方向変位

図-5 に荷重と試験体の軸方向変位の関係を示す．なお**図-5** には全断面有効時の理論値(以下, 全断面剛性)，コンクリートを無視した断面での理論値（以下，鋼材のみ剛性）および FEM 解析結果を示す．理論値についてはジャッキ芯と図心のズレによる偏心曲げの影響を考慮した．

試験結果では，900kN までは荷重の増大に伴い変位が伸びたが，900kN 時に変位が推移し，その後も数回程度の変位の推移がみられた．900kN 以降，剛性が低下し全断面剛性から鋼材のみ剛性に徐々に近づいていった. 本試験の最大荷重である 2800kN 時においても試験体の剛性は鋼材のみ剛性まで低下することはなく，18%程度のテンションスティフニング効果がみられた．

FEM 解析では, 1200kN 付近で変位が大きく推移し剛性が低下した．初期剛性および低下後の剛性ともに実験値とよく整合した．

（3）荷重-ひずみ

図-6～8 に A-A 断面における鉄筋，溝型鋼，底鋼板のひずみと荷重の関係をそれぞれ示す．図中には**(2) 荷重-軸方向変位**と同様に理論値, FEM 解析結果を示す．

試験結果では, 鉄筋は 1100kN 時にひずみが急激に増大した. 目視でも 1200kN 時にひび割れが視認されていることからよく整合している．また，1100kN 以降に鋼材のみ剛性より大きいひずみが発生した．これはひび割れ発生断面ではひび割れの生じた上側断面と下側断面で平面保持が成立しなくなったために鋼材のみ剛性のひずみよりも大きくなったためと思われる．溝形鋼でも 1100kN 時にひずみが推移し, その後全断面剛性から鋼材のみ剛性に徐々に近づいていき，底鋼板は 1100kN のひずみの推移はみられなかったが 1100kN 以降剛性が低下していった．

FEM 解析では，鉄筋，溝形鋼，底鋼板の全てにおいて 1200kN 時にひずみが推移し, 剛性が低下していった. 1200kN 以前の剛性および 1200kN 以降の剛性ともに実験値とよく整合した．一般的に SRC 下床版の剛性が変化する要因としてはコンクリートのひび割れの他に鋼材とコンクリートの付着切れなどが挙げられるが，今回の試験ではひび割れ以外の要因での剛性低下が起きなかったため，FEM 解析と試験結果がよく整合したと考えられる．

3. まとめ

今回の試験範囲において，以下のことがわかった．

（1）引張剛性の低下はひび割れにより生じ，最初のひび割れは鉄筋コンクリート断面の小さい箇所に発生する．

（2）ひび割れ発生後の剛性は，本試験の最大荷重である 2800kN 時で 18%程度のテンションスティフニング効果がみられた．

今後は，載荷点付近の FEM 解析におけるモデル化の改良や他の条件下での載荷試験により確認していく予定である．