

逆対称曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリート梁のせん断耐力に関する一考察

(財) 鉄道総合技術研究所 正会員 ○中田裕喜, 正会員 田所敏弥, 正会員 谷村幸裕, 正会員 池田学

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート梁（以下，SRC 梁という）を有するラーメン高架橋の設計では，単純支持された SRC 梁の荷重試験に基づくせん断耐力算定式¹⁾が適用されている．しかし，ラーメン高架橋の横梁では，地震時に梁の支間中央においてモーメントの正負が反転する，逆対称曲げモーメントが作用する．そのため，逆対称曲げを受ける SRC 梁においては，単純支持を前提とした現行の算定式が適用できない可能性がある．そこで，本研究では支持条件の影響が大きいと考えられるせん断スパン比 a/d の小さい，逆対称曲げを受ける SRC 梁を対象に荷重試験を行い，せん断耐力に関する検討を行った．

2. 試験概要

試験体諸元の例を図 1 に，試験体一覧を表 1 に示す．試験体パラメータは a/d が 1.0 および 1.5，せん断補強鉄筋比は 0 および 0.48% とし，試験体は 4 ケース設定した．なお，鉄骨の影響を検討するため，鉄骨の有無以外は同一諸元の RC の結果²⁾を併せて示した．本文中の RC 梁の試験体名は，鉄骨以外が同諸元の SRC1~4 に対応して，RC1~4 で記載している．鉄骨はロール材を用い，全試験体共通とした．軸方向鉄筋は，曲げ破壊を回避するため，熱加工して高強度化した鉄筋（D29，降伏強度 900N/mm^2 以上）を用いた．なお，鉄骨および軸方向鉄筋は供試体両端部に設けた鋼板に全周溶接して固定している．荷重は地震時のラーメン横梁に作用する曲げモーメント分布を想定し，図中に示すような荷重方法で逆対称曲げモーメントを作用させた．

3. 試験結果

写真 1 に試験体損傷状況の例を，図 2 にせん断力と左右スタブの層間変位関係を示す．以下に， a/d と鉄骨に着目して，それらがせん断耐力に及ぼす影響を示す．

3.1 a/d がせん断耐力に及ぼす影響

損傷状況に関して，SRC1 ではせん断力が 205kN で圧縮縁を結ぶ対角線上に斜めひび割れが発生した．それが卓越し，鉄骨ウェブがせん断降伏することによってせん断力が増加しなくなった．SRC3 では 185kN で試験区間端部に斜めひび割れが発生し，その後，軸方向鉄筋に沿った水平ひび割れが発生した．最終的には水平ひび割れの進展，鉄骨ウェブがせん断降伏し，せん断力が増加しなくなったため，水平ひび割れが破壊の一因となった．せん断補強鉄筋を配置した SRC2,4 は同じ a/d の SRC 試験体と同様の損傷過程であったが，SRC2 は SRC1 に比べ，斜めひび割れの分散性が認められた．以上より， a/d の違いにより，破壊形態が異なることがわかる．

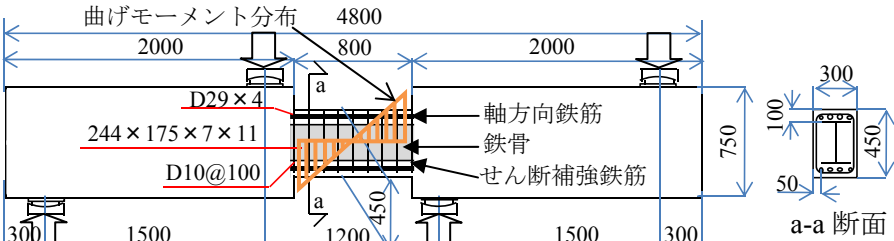


図 1 試験体諸元の例 (No. 2, 単位 : mm)

せん断力－層間変位に関して，SRC 梁のいずれも斜めひび割れの発生により，剛性が低下した．せん断補強鉄筋を配置した試験体は，配置していない試験体と比べ，斜めひび割れ発生による剛性変化の低下は小さい．また， a/d が 1.5 の SRC3,4 は， a/d が 1.0

表 1 試験体一覧と材料特性（括弧書きは RC 梁の諸元）

試験体	a/d	a (mm)	f_c' (N/mm ²)	せん断補強鉄筋		鉄骨	
				鉄筋径 鉄筋比(%)	降伏強度 (N/mm ²)	形状 鉄骨比(%)	降伏強度 (N/mm ²)
SRC1(RC1)	1.0	400	25.6(28.6)	—	—	244×175 ×7×11	334
SRC2(RC2)			24.5(27.3)	D10 ,0.48%	379(390)		
SRC3(RC3)	1.5	600	27.4(30.3)	—	—	4.11%	
SRC4(RC4)			28.1(27.8)	D10 ,0.48%	379(390)		

a : せん断スパン(mm), d : 有効高さ(mm), f'_c : コンクリート圧縮強度(N/mm^2)

Key Word : 鉄骨鉄筋コンクリート, 逆対称曲げモーメント, ラーメン高架橋横梁, 支持条件, せん断耐力
連絡先 : 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 (財) 鉄道総合技術研究所 TEL042-573-7281

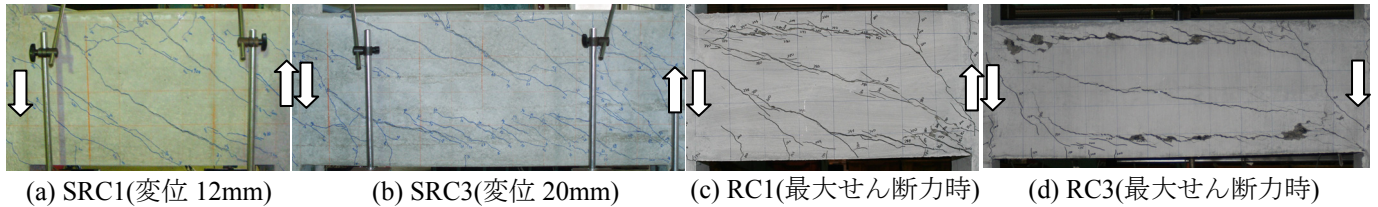


写真1 試験体損傷状況(図中の矢印は荷重方向)

の SRC1,2 に比べて初期剛性, 斜めひび割れ発生後の剛性がともに小さい。なお, SRC 梁のいずれも鉄骨ウェブせん断降伏後に最大せん断力に達している。ただし, ウェブ, フランジ降伏時の変位は a/d が同じ試験体では同等であるが, a/d が異なると降伏変位, 降伏の順序が異なることがわかる。また, SRC2,4 において, SRC2 はウェブせん断降伏前にせん断補強鉄筋が降伏(426kN)しているが, SRC4 はウェブせん断降伏後(38.6mm)であった。これらの違いは破壊形態の違いによる影響と考えられる。なお, SRC2,4 の圧縮縁フランジはせん断破壊に伴って圧縮降伏した。いずれの SRC 梁においても, ぜい性的な破壊は生じなかった。

3.2 鉄骨がせん断耐力に及ぼす影響

RC 梁の損傷状況に関して, RC1 では 185kN で, RC3 では 150kN で試験区間端部に斜めひび割れが発生し, 軸方向鉄筋の水平ひび割れに進展した。最終的には対角線上に斜めひび割れが発生し, せん断力が低下した。RC2 は RC1 に比べ, 斜めひび割れ分散が認められたが, RC4 は対角線上の斜めひび割れは発生せず, 軸方向鉄筋に沿った付着割裂破壊によってせん断力が増加しなくなった。

SRC 梁と RC 梁の損傷状況を比較すると, SRC1 は水平ひび割れによる損傷が RC1 に比べて減少した。また, SRC3 では水平ひび割れが分散しているのに対し, RC3 では軸方向鉄筋に沿った一本の水平ひび割れが卓越している。これは, 例えばせん断力の最大時の端部の軸方向引張鉄筋ひずみは, SRC1 で 931μ , RC1 で 1074μ であるため, 鉄骨の引張力負担によって SRC1 では水平ひび割れが抑制されると考えられる。SRC3 では 1049μ , RC3 で 1016μ と大差ないため, 鉄骨フランジの影響により水平ひび割れの性状が異なると考えられる。

せん断力-層間変位に関して, SRC 梁は RC 梁と同等の初期剛性であるが, 斜めひび割れ発生後の剛性の低下が小さい。また, 上述したように SRC 梁の斜めひび割れ発生時のせん断力は RC 梁より大きい。これは鉄骨のせん断力負担によるものと考えられる。なお, せん断補強鉄筋を配置していない試験体は, 配置している試験体よりも, 鉄骨配置によるせん断力の増加が大きくなった。

4. まとめ

- (1) a/d が 1.0 の SRC 梁は圧縮縁を結ぶ対角線上の斜めひび割れによって, a/d が 1.5 では軸方向鉄筋に沿った水平ひび割れの発生したことより, せん断力が増加しなくなった。また, a/d の違いにより破壊形態が異なるとともに, せん断補強鉄筋と鉄骨の降伏変位, 降伏の順序も異なることがわかった。
- (2) 鉄骨を配置することによって, a/d が 1.0 では鉄骨の引張力負担によって水平ひび割れが減少した。 a/d が 1.5 では RC 梁と水平ひび割れの性状が異なった。また, 鉄骨配置によるせん断力の増加は, せん断補強鉄筋を配置していない梁において大きくなった。

参考文献 1) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼とコンクリートの複合構造物), 丸善, 2002

2) 前田友章, 田所敏弥, 谷村幸裕, 渡辺健: せん断スパン比の小さい鉄筋コンクリート梁のせん断耐力に関する支持条件の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp. 799-804, 2008

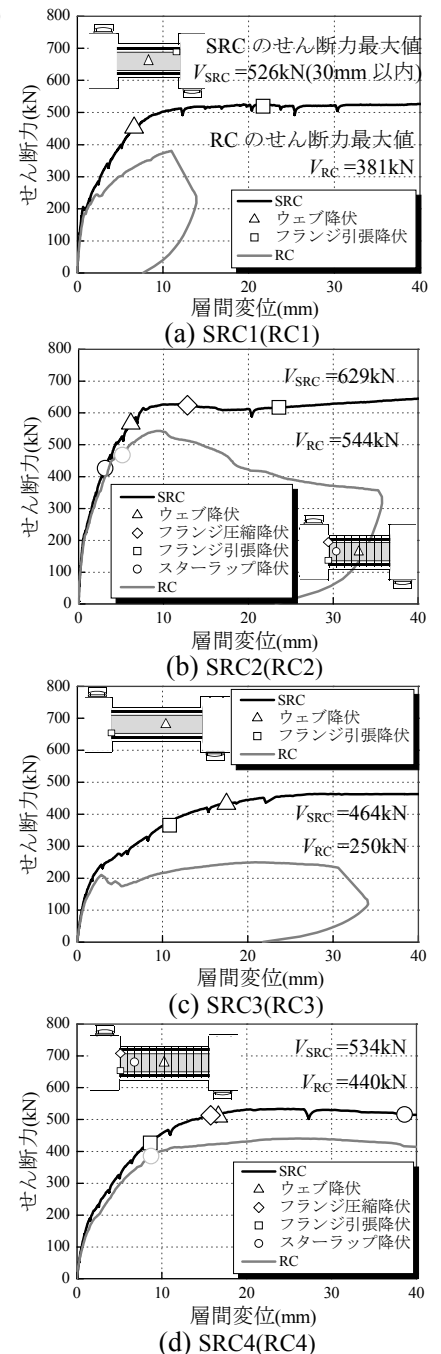


図-2 せん断力-層間変位関係