

# 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評価

中田 裕喜\* 渡辺 健\* 谷村 幸裕\*  
田所 敏弥\* 池田 学\*\*

Evaluation of Load-carrying Capacity of Steel Reinforced Concrete  
under Antisymmetric Moment Distribution

Yuki NAKATA Ken WATANABE Yukihiro TANIMURA  
Toshiya TADOKORO Manabu IKEDA

The antisymmetric moment distribution is generated in the transverse beams of the railway viaduct by earthquakes. However, the safety of the railway viaducts for shear force has been verified based on the empirical equation obtained based on the steel reinforced concrete (SRC) beam tests with simple supported condition. On the other hand, the shear performance of SRC beam under antisymmetric moment distribution has not been evaluated. Based on experimental studies, we have made clear the effects of some parameters on the shear strength of SRC under antisymmetric moment distribution.

キーワード：鉄骨鉄筋コンクリート，せん断耐力，支持条件，ラーメン高架橋横梁

## 1. はじめに

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）<sup>1)</sup>における鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）梁の設計せん断耐力には、鉄筋コンクリート（RC）梁に適用されている修正トラス理論の考え方に、鉄骨のせん断耐力負担を考慮したせん断耐力算定式が適用されている。すなわち、鉄骨またはスターラップは降伏後もせん断力の負担を保持すると考えられるため、個々に算定した負担せん断力を累加する方式としている。また、その精度は、単純支持されたSRC梁の載荷実験より得られた実験結果により検証されている<sup>2)</sup>。

しかし、実際にはSRC梁のせん断耐力は、鉄骨とスターラップ、コンクリートが相互に影響し合うと考えられるため、せん断耐力時の鉄骨・スターラップ・コンクリートの耐力分担や、鉄骨フランジをはじめとするせん断耐力に及ぼす因子やその程度など、未解明な点が多いことも指摘されている<sup>2)</sup>。

さらに、ラーメン高架橋の線路直角方向の地中梁や中層梁などにおいては、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分布が形成されるため（図1）、現行の設計式が前提とし

ている支持条件（単純支持）と異なる。また、このような梁では、せん断スパン  $a$  と有効高さ  $d$  の比  $a/d$  が比較的小さい、ディープビーム的な構造となる場合も少なくない。

このようなディープビーム的な構造である逆対称曲げを受けるRC梁においては、単純支持されたRC梁と異なる破壊形態、せん断耐力を示すことが明らかにされている<sup>3)</sup>。一方で、逆対称曲げを受けるSRC梁に対しては、いまだ検討がなされていない。

そこで、本研究では、支持条件をはじめとする各種要因がSRC梁のせん断耐力に及ぼす影響と、現行のせん断耐力評価法の適用性を評価することを目的に、逆対称曲げモーメントを受ける、せん断スパン比が小さいSRC梁の載荷実験を実施した。

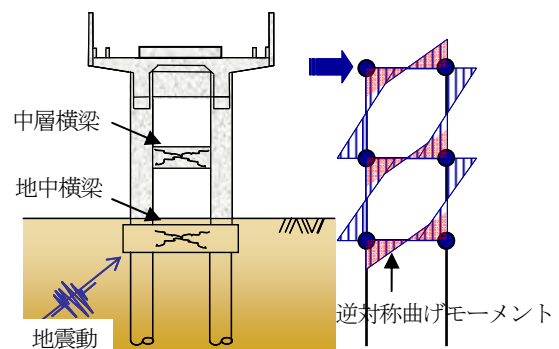


図1 地震時のラーメン高架橋の曲げモーメント分布

\* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室

\*\* 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室

表1 供試体諸元および材料試験値

試験体	$b_w$ (mm)	$a$ (mm)	$a/d$	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	軸方向鉄筋		スターラップ		鉄骨		鋼材比 (%)	鉄骨 鉄筋比			
					鉄筋径 (鉄筋比 %)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋径 (間隔 mm)	鉄筋比 (%)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	形状 (鉄筋比 %)			降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )		
SRC 梁	300	400	1.0	25.6	D29 (4.28)	970	D10 (100)	0.48	379	244 × 175 × 7 × 11 (4.11)	334	7.92	1.08		
				SRC400										24.5	
		SRC600	27.4												
		SRC604	28.1												
	400	400	1.0	34.4	D25 (2.53)	968	D10 (160)	0.22	387	50 × 250 × 9 × 14 (5.12)	332	7.37	2.27		
				SRC402						32.6				250 × 113 × 9 × 14 <sup>*1</sup> (3.36)	
				SRC402tS						29.0					
				SRC602						66.4					
		600	1.5	36.5	D29 (3.21)	941	D10 (160)	0.22	392	250 × 250 × 9 × 14 (5.12)	323	7.37	2.27		
				SRC602FH						66.4					
			SRC1002	34.9						250 × 50 × 9 × 14 <sup>*1</sup> (2.01)				4.26	0.89
			SRC1002tS	33.9						125 × 250 × 9 × 14 <sup>*2</sup> (4.50)					
RC 梁	300	400	1.0	28.6	D29 (4.28)	721	D10 (100)	0.48	390	-	-	-	-		
				DB400										27.3	
		DB404	30.3												
		DB600	27.8												
DB604	27.8														

$b_w$ ：供試体幅， $a$ ：せん断スパン， $d$ ：有効高さ， $f_c$ ：コンクリート圧縮強度，鉄骨形状：鉄骨高さ×フランジ幅×ウェブ厚×フランジ厚 (mm) \*1 250 × 250 × 9 × 14mm のロール材のフランジを切断，\*2 ビルドアップ鋼

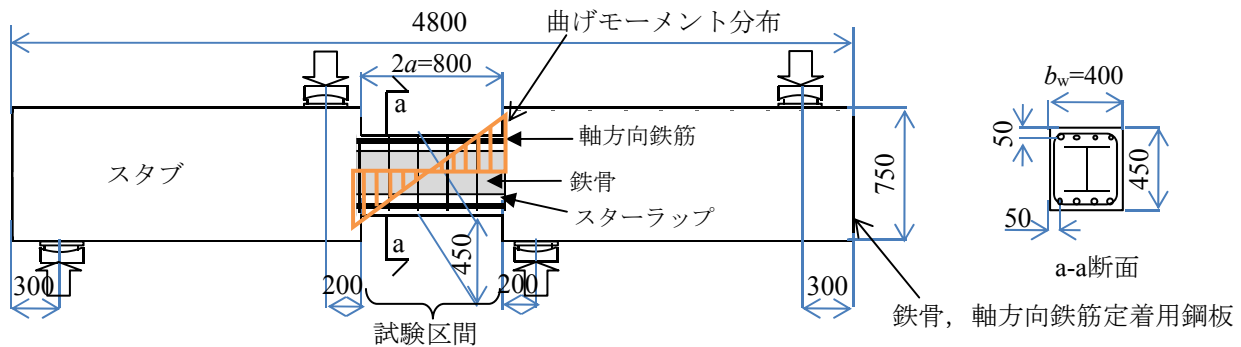


図2 供試体の形状と諸元例 (SRC402) 単位：mm

## 2. 逆対称曲げを受ける SRC 梁の荷重実験

### 2.1 実験概要

#### 2.1.1 供試体概要

表1および図2に、供試体諸元を示す。供試体は全部で15体であり、SRC梁が11体、RC梁が4体<sup>3)</sup>である。SRC梁は充腹形を対象とした。いずれも、左右にスタブを有する矩形断面梁であり、中央の試験区間は、長さLが2a (a：せん断スパン)、有効高さdは400mm、幅 $b_w$ は300, 400mmである。

引張鋼材には、熱処理により高強度化した異形鉄筋を断面の上下縁に計8本配置した。鉄骨には、SRC602hSにはビルドアップ鋼を、それ以外のSRC梁にはロール材を使用した。いずれもSS400相当である。軸方向鉄筋および鉄骨の定着は、供試体両端に設置した鋼板に溶接することで確保した。スターラップには、D10(SD345)である閉合形状の鉄筋を使用し、100, 160mmの間隔で配置した。コンクリートは、骨材最大寸法が13mmであり、目標圧縮強度は30および60N/mm<sup>2</sup>である。

主な実験パラメータは、せん断スパン比 $a/d$  (a：せん断スパン，d：有効高さ)、せん断補強鉄筋比 $p_w$  ( $A_w / b_w \cdot s_t$ ， $A_w$ ：1組のスターラップの断面積， $b_w$ ：断面幅， $s_t$ ：スターラップの間隔)、鋼材比 ( $(A_s + A_t) / A_c$ ， $A_s$ ：鉄骨断面積， $A_t$ ：鉄筋断面積， $A_c$ ：コンクリート断面積)、鉄骨鉄筋比 ( $A_s / A_t$ )、フランジ幅 $b_f$ 、断面幅 $b_w$ 、コンクリート圧縮強度 $f_c$ 、鉄骨の有無である。

なお、DBシリーズ(表1)はRC梁であるが、SRC400, SRC404, SRC600, およびSRC604に対して、材料試験結果は若干異なるものの、鉄骨以外は同諸元の供試体であり、同一の供試体番号とすることで鉄骨配置の影響が直接比較できる供試体である。

#### 2.1.2 荷重方法と測定項目

荷重は4点曲げ単調荷重とし、逆対称曲げモーメントを作用させた(図2)。荷重点および支点は、ローラー支承とし、幅100mmの支圧板を設置した。

スターラップと鉄骨の梁高さ中央、軸方向鉄筋に1軸および3軸ひずみゲージを貼付した。また、コンクリー

表2 実験結果と設計せん断耐力算定値

試験体	$f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$a/d$	$p_w$	形状 (鉄骨比%)	$V_{crack}$ (kN)	$V_{hoop}$ (kN)	$V_{sweb}$ (kN)	$V_{sflange}$ (kN)	$V_{max}$ (kN)	$V_{cal1}$ (kN)	$V_{max}/V_{cal1}$	$V_{cal2}$ (kN)	$V_{max}/V_{cal2}$	$V_{cal3}$ (kN)	$V_{max}/V_{cal3}$	
SRC 梁	SRC400	25.6	1.0	244 × 175 × 7 × 11 (4.11)	205	—	453	520*	526	1222	0.43	362	1.45	310	1.70	
	SRC404	24.5	0.48		231	461	567	618	629	1410	0.45	524	1.20	473	1.33	
	SRC600	27.4	1.5		185	—	432	366	464	1013	0.46	364	1.28	267	1.74	
	SRC604	28.1	0.48		139	501*	509	426	534	1203	0.44	528	1.01	430	1.24	
	SRC402	34.4	1.0	0.22	250 × 250 × 9 × 14 (5.12)	233	621	668	765	858	1676	0.51	567	1.51	499	1.72
	SRC402tS	32.6			250 × 113 × 9 × 14 (3.36)	293	635	844	747	912	1676	0.54	565	1.61	535	1.70
	SRC602	29	1.5	0.22	250 × 250 × 9 × 14 (5.12)	85	536	648	643	668	1454	0.46	561	1.19	497	1.34
	SRC602fH	66.4				331	561	872	894	920	1555	0.59	594	1.55	509	1.81
	SRC1002	36.5	2.5	0.22	250 × 250 × 9 × 14 (5.12)	251	451	—	551	596	1047	0.57	570	1.04	414	1.44
	SRC1002tS	34.9				223	434	491	497	519	1044	0.50	569	0.91	287	1.81
	SRC602hS	33.9	1.5	0.22	25 × 250 × 9 × 14 (4.50)	268	377	425	411	446	905	0.49	377	1.18	309	1.44
	RC 梁	DB400	28.6	1.0	—	185	—	—	—	381	—	—	—	—	—	—
DB404		27.3	225			468	—	—	544	—	—	—	—	—	—	—
DB600		30.3	1.5	145		—	—	—	250	—	—	—	—	—	—	—
DB604		27.8		190		385	—	—	440	—	—	—	—	—	—	—

$V_{crack}$ ：斜めひび割れ発生時のせん断力,  $V_{hoop}$ ：スターラップ初降伏時のせん断力,  $V_{sweb}$ ：鉄骨ウェブ初降伏時せん断力,  $V_{sflange}$ ：鉄骨フランジ初降伏時せん断力,  $V_{max}$ ：せん断力の最大値(層間変位30mm以内),  $V_{cal1}$ ：式(1)参照,  $V_{cal2}$ ：式(2)参照,  $V_{cal3}$ ：3章参照, \*せん断力-変位関係の剛性が十分に低下した後での各鋼材の降伏

ト内部に発生するひずみの特性を把握するために、直角3軸型ロゼットゲージ(測定長:3mm)を貼付したアクリル板を、一部の供試体に配置した。

また、スタブ間相対変位(以下、層間変位)を計測した。さらに、載荷点および支点にロードセルを設置し、得られた値を用いてせん断力( $V$ )を算出した。

## 2.2 実験結果

### 2.2.1 損傷状況と軸方向鉄筋ひずみ

損傷状況の例を図3に示す。ひび割れは曲げひび割れと、端部での斜めひび割れ、圧縮縁を結ぶ対角線上での斜めひび割れ、軸方向鉄筋または鉄骨フランジに沿った水平ひび割れに大別できる。いずれの供試体も、曲げひび割れ発生後、端部での斜めひび割れが最初に発生している。表2に、各供試体の端部斜めひび割れ発生せん断力 $V_{crack}$ を示した。

$a/d=1.0$ である供試体は、端部および試験区間中央での斜めひび割れが卓越して発生した。SRC400と比較して、DB400では、軸方向鉄筋に沿ったひび割れも顕著に表れており、鉄骨を配置することで軸方向鉄筋に沿ったひび割れは減少する結果となった。

せん断スパン比が1.5の供試体は、SRC梁においても軸方向鉄筋に沿ったひび割れが見られた。ただし、 $f'_c$ が66.4N/mm<sup>2</sup>と高強度であるSRC602fHにおいては、軸方向鉄筋に沿ったひび割れが観察されない。SRC602と比較すると、斜めひび割れおよび軸方向鉄筋に沿ったひび割れが分散する傾向が見られた。

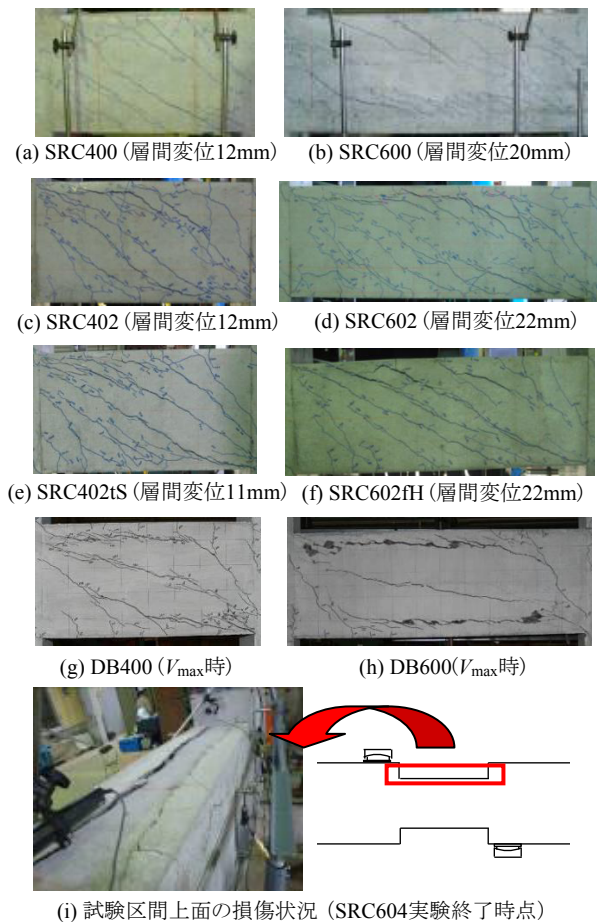


図3 損傷状況例 ( $V_{max}$  または剛性が十分低下した時)

SRC 梁では、せん断力が鉄骨ウェブ降伏時のせん断力 ( $V_{swb}$ ) または鉄骨フランジ降伏時のせん断力 ( $V_{slange}$ ) に達したときに、試験区間上下面で軸方向鉄筋または鉄骨フランジに沿ったひび割れが観察された。一方、RC 梁にはこのようなひび割れが観察されていないため、鉄骨フランジの影響により、コンクリートが鉄骨フランジ境界部の内外で分離している可能性がある。

図 4 に上側軸方向鉄筋のひずみ分布の例 (SRC604) を示す。斜めひび割れ発生 ( $V_{crack}$ ) 後にひずみは全体的に正 (引張) になる傾向があり、 $V_{max}$  時には計測した全てのひずみが正となった。すなわち、RC 梁に比して水平ひび割れは少なくなっているものの、SRC 梁においても軸方向鉄筋とコンクリートの付着力の低下が生じていると考えられる。

### 2.2.2 せん断力-層間変位関係

図 5 にせん断力と層間変位の例を示す。

SRC1002hS を除く、 $a/d$  が 1.5 以下の全ての供試体では、鉄骨ウェブまたはフランジの降伏後に、 $a/d$  が大きい、または鉄骨ウェブ高さが小さいその他の SRC 梁では、スターラップの降伏後に剛性が大きく低下した。また、RC 梁は  $V_{max}$  を示した後はせん断力が急激に低下しているが、SRC 梁は剛性低下後もほぼ最大せん断力を維持しながら変形しており、RC 梁と異なる挙動を示した。

### 2.2.3 支持条件の影響

既往の研究において、単純支持の載荷実験に基づく算定式 (1)<sup>2)</sup> が提案されている。

$$V_{call} = V_c + V_w + V_s \quad (1)$$

$$V_c = f(a/d) \cdot f_c^{1/3} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_w \cdot d$$

$$f(a/d) = 0.76(a/d), \quad 0.5 \leq a/d \leq 2.5$$

$$\beta_d = (1000/d)^{1/4} \leq 1.5$$

$$\beta_p = (100 \cdot p_c)^{1/3} \leq 1.5$$

$$p_c = A_{rt} / (b_w \cdot d)$$

$$V_w = (A_w \cdot f_{wy} \cdot (\sin \theta_r + \cos \theta_r) / S_r) \cdot z$$

$$z = d / 1.15$$

$$V_s = \alpha \cdot f_{vy} \cdot t_w \cdot Z_s$$

$$\alpha = 2.7 + 0.16k - 0.68(a/d) \leq 2.5$$

ここに、 $A_{rt}$ : 引張側鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )、 $f_{wy}$ : スターラップの引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )、 $\theta_r$ : スターラップが部材軸となす角度、 $f_{vy}$ : 鋼材のせん断降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )、 $t_w$ : 鉄骨の腹部厚さ ( $\text{mm}$ )、 $k$ : 鉄骨比 (%) である。

図 6 に SRC 梁の  $V_{max}$  と  $V_{call}$  を比較したものを示す。ここで、せん断耐力  $V_{max}$  は、スタブ間相対変位が 30mm に到達するまでのせん断力の最大値とした。いずれの供試体も計算値がかなり過大となっており、逆対称曲げを受ける SRC 梁は式 (1) で評価できない。これは、単純支持下の SRC 梁は、載荷点と支持点を結ぶ圧縮ストラットが形成されるのに対し、両端が固定された SRC 梁は試験区間両側の圧縮縁を結ぶ形で圧縮ストラットが形成される違いが一因と考えられる。

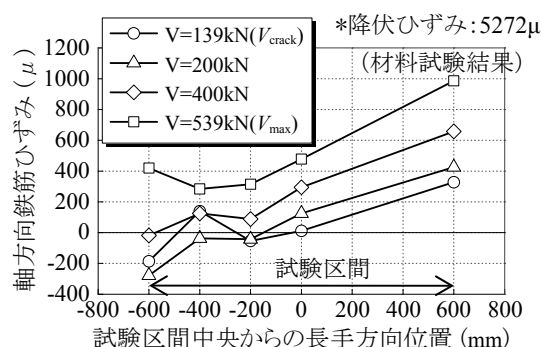


図 4 上側軸方向鉄筋のひずみ分布例 (SRC604)

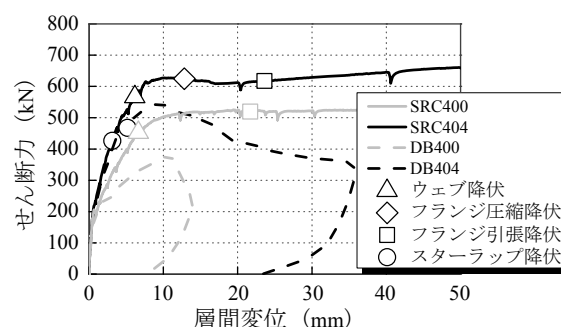


図 5 せん断力-層間変位関係の例

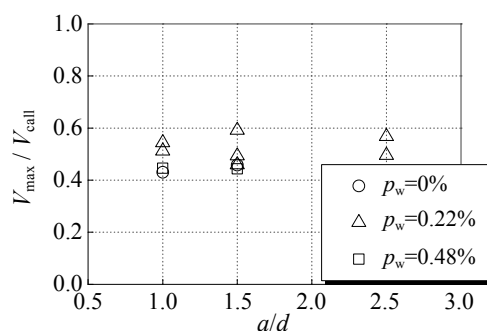


図 6 支持条件の影響

### 2.2.4 スターラップまたは鉄骨配置の影響

図 7, 8 にスターラップまたは鉄骨配置によるせん断補強効果を示す。図 7 は SRC400 と SRC404, SRC600 と SRC604, RC400 と RC404 および RC600 と RC604 の  $V_{max}$  の差分  $\Delta V$  を、式 (1) 中の  $V_w$  で除したものである。図 8 は SRC400, SRC404, SRC600 および SRC604 と RC 梁の  $V_{max}$  の差分  $\Delta V$  を、式 (1) 中の  $V_s$  で除したものである。

スターラップまたは鉄骨を配置すると  $V_{max}$  は増加するが、その増加割合は他の諸元により異なり、また式 (1) の  $V_w$  または  $V_s$  よりも補強効果が小さいことがわかる。すなわち、これらの補強効果は独立して個別に評価できず、各実験因子の相互作用の考慮の必要性を示している。ただし、表 2 に示すように、SRC400, SRC404, SRC600 および SRC604 は、いずれも鉄骨ウェブの降伏を契機として  $V_{max}$  に達し、SRC604 のスターラップは  $V_{max}$  時において降伏していないことから、スターラップの補強効果の割合が小さいと考えられる。

### 2.2.5 コンクリート強度の影響

コンクリート強度以外が同諸元の SRC602 と

SRC602fH を比較すると、SRC602fH の  $V_{max}$  は 1.38 倍と大幅に増加した。既往の実験<sup>4)</sup>でも示されたように、高強度コンクリートを使用することにより水平ひび割れが低減されることも考慮に入れると、SRC602 の破壊は水平ひび割れの影響が大きいと推察される。

2.2.6 フランジ幅の影響

図9に SRC402, SRC402tS のせん断力-層間変位関係を示す。両供試体は鉄骨フランジ幅のみ異なり、SRC402 は 250mm, SRC402tS は 113mm である。なお、SRC402tS のフランジは、SRC402 と同じ鉄骨のフランジをカットしている。SRC402 は鉄骨ウェブ降伏 (668kN) 後に剛性が大きく変化し、層間変位が大きくなるにつれ、せん断力が増加し続けるのに対し、SRC402tS は鉄骨ウェブ降伏 (844kN) 後に剛性が大きく変化し、せん断力が低下し続けた。ただし、層間変位が 30mm 程度以内では、SRC402 の鋼材量が少ないにも関わらず、同一層間変位におけるせん断力が大きい。

図10に SRC402tS の支間中央における、アクリル板に貼付した3軸ゲージを用いて計測した、せん断力増加に伴う最小主ひずみの発生を示す。アクリル板は、鉄骨の上下フランジ間および外側のコンクリートに設置している。せん断力が増加し、端部の斜めひび割れが発生した以降 ( $V_{crack}=293kN$ )、同一せん断力において、外側コンクリートで計測した最小主ひずみの絶対値が大きい。つまり、同一の断面においても内部と側面で発生している圧縮応力が、端部の斜めひび割れ発生以降異なっていると考えられる。

南ら<sup>5)</sup>は SRC 部材のせん断耐荷機構は、①スターラップによるトラス機構、②鉄骨フランジ外側のアーチ機構、③鉄骨フランジのかぶりコンクリート部のアーチ機構、④鉄骨フランジ内のコンクリート部のアーチ機構、および⑤鉄骨のトラス機構で構成されるとした。そして、部材のせん断耐力は、それぞれの耐力の累加により算定することを提案している。ただし、③および④の機構は、それぞれ支間に対する鉄骨のかぶりあるいはウェブ高さに依存するため、想定されるアーチ機構の角度が小さいことから、部材の耐荷機構としての貢献度は比較的小さい。すなわち、フランジ幅の減少に伴い③、④の貢献度は低下するとともに、貢献度の高い②の割合が増加するため、鉄骨ウェブ降伏時のせん断力が増加したと考えられる<sup>5)</sup>。

3. 現行設計せん断耐力算定式<sup>1)</sup>に基づく検討

複合標準<sup>1)</sup>に示された設計せん断耐力式  $V_{cal2}$  は式(2)で示される。

$$\begin{aligned}
 V_{cal2} &= V_{cd} + V_{wd} + V_{sd} & (2) \\
 V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (\gamma_b = 1.3) \\
 V_{wd} &= (A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_r + \cos \theta_r) / S_r) \cdot z / \gamma_b \quad (\gamma_b = 1.15) \\
 V_{sd} &= f_{vyd} \cdot z_w \cdot t_w / \gamma_b \quad (\gamma_b = 1.15)
 \end{aligned}$$

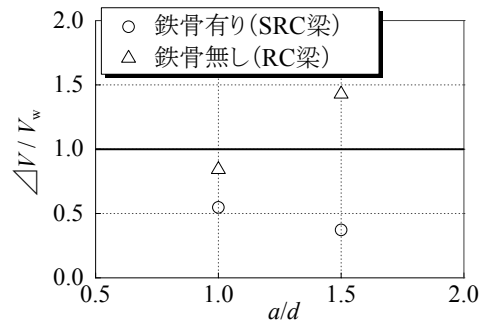


図7 スターラップ配置の影響

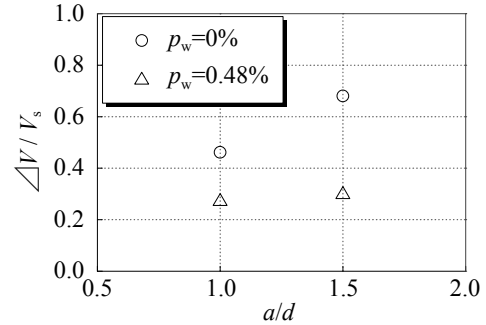


図8 鉄骨配置の影響

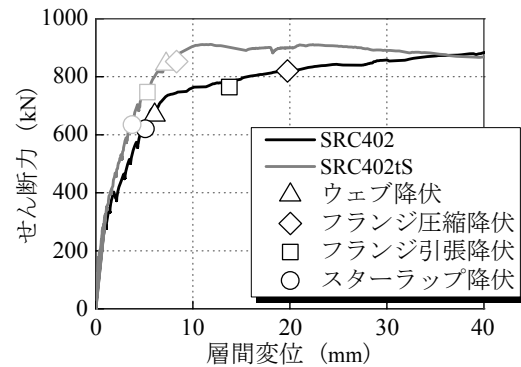


図9 せん断力-層間変位関係 (SRC402, SRC402tS)

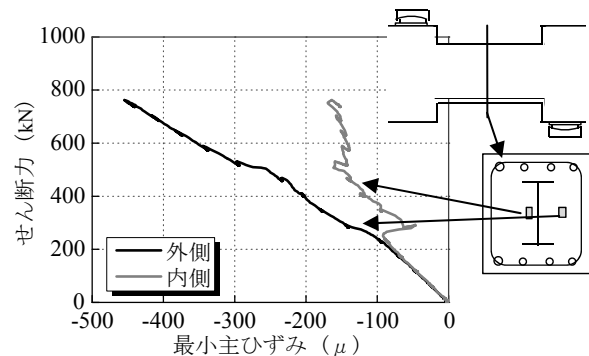


図10 最小主ひずみの履歴 (SRC402tS)

ここに、 $z_w$ ：鉄骨腹部高さ (mm) である。図11に SRC 梁の  $V_{max}$  と  $V_{cal2}$  を比較したものを示す。図より、現行の算定式は設計上、安全側の評価の観点から、 $a/d$  の影響を考慮していないため、 $a/d$  が小さくなると  $V_{max} / V_{cal2}$  は大きくなる。また、部材係数 ( $\gamma_b$ ) を考慮しても過大評価となるものが存在する。

特集：構造物技術

式(2)中の $V_{sd}$ は、鉄骨ウェブの降伏を前提となっているため、鉄骨ウェブの降伏が生じなかった供試体への適用には課題がある。そこで、鉄骨単体において、 $V_{sd}$ に達する前に全塑性モーメント $M_p$  ( $kN \cdot mm$ )に達した場合に、鉄骨の負担せん断力が $M_p/a$ より大きく増加しないことを考慮して、 $V_{sd}$ は式(3)のように修正する。ただし、鉄骨のひずみ硬化は考慮しない。

$$V'_{sd} = \min(f_{vyd} \cdot z_w \cdot t_w / \gamma_b, M_p / a) \quad (3)$$

また、2.2.6において、フランジより左右外側のコンクリートの最小主ひずみが顕著であったことから、 $b' = b_w - b_f$ を用いて、 $V_{cd}$ は式(3)のように修正する。

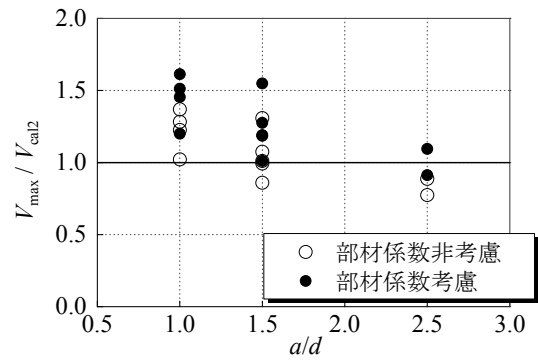
$$V'_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vcd} \cdot b' \cdot d / \gamma_b \quad (4)$$

図12に、 $V_{cd}$ と $V_{wd}$ 、 $V_{sd}$ を累加した設計せん断耐力( $V_{cal3}$ 、部材係数考慮)と $V_{max}$ を比較したものを示す。図より、若干過小であるが、設計上、すべての供試体を安全側に評価できる結果となった。なお、2.2.4で示したように、実際には鉄骨やスターラップ、コンクリートが負担するせん断力は、相互に影響し合い、また水平ひび割れの影響も大きいと考えられるが、これらの考慮方法については今後の課題としたい。

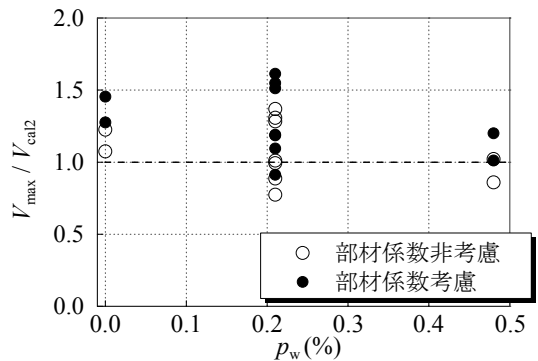
4. 結論

- (1) せん断補強鉄筋比およびコンクリートの圧縮強度の増加、または $a/d$ およびフランジ幅の減少に伴い、SRC梁のせん断力の最大値は増加する。また、逆対称曲げを受けるSRC梁においても、鉄骨やスターラップ、コンクリートが負担するせん断力は、相互に影響し合うと考えられる。
- (2) SRC梁のせん断耐力には、支持条件が影響し、単純支持の実験に基づく、 $a/d$ の影響を考慮したせん断耐力算定式では、過大評価する。
- (3) アクリル板を利用した計測結果や鉄骨降伏時に鉄骨フランジ境界部の内外で分離した損傷状況から、フランジ外側のコンクリートと、上下鉄骨フランジ間のコンクリートの耐荷機構が異なり、フランジ外側のコンクリートの影響が大きいことがわかった。
- (4) 現行の鉄骨の負担せん断力は、鉄骨ウェブのせん断降伏が前提であるが、諸元により鉄骨ウェブがせん断降伏せず鉄骨が曲げ降伏するので、この曲げ降伏の影響を考慮する必要がある。

本研究における一部の載荷実験は、国土交通省からの委託を受けて実施した「鉄道技術基準整備のための調査研究」の一環として実施したものである。



(a)  $a/d$ と $V_{max} / V_{cal2}$ の関係



(b)  $p_w$ と $V_{max} / V_{cal2}$ の関係

図11  $V_{max} / V_{cal2}$ の関係

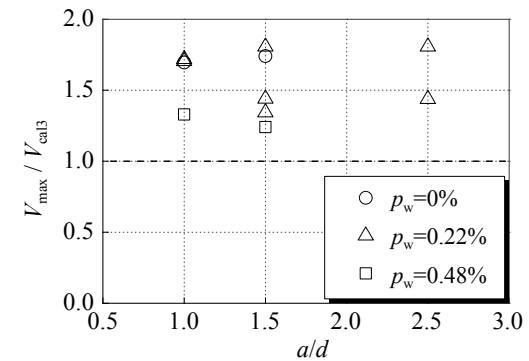


図12  $V_{max} / V_{cal3}$ の関係

文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：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，2002.12
- 2) 村田清満，池田学，渡邊忠朋，戸塚信弥：鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力，土木学会論文集，No.626 / I-48，pp.207-218，1999.7
- 3) 前田友章，田所敏弥，谷村幸裕：逆対称曲げを受ける鉄筋コンクリート梁のせん断耐力評価法，鉄道総研報告，Vol.22，No.2，pp.17-22，2008.10
- 4) 谷村幸裕，楠本秀樹，鈴木裕隆，田所敏弥：せん断スパン比の小さいRC部材の変形性能評価，鉄道総研報告，Vol.18，No.4，pp.5-10，2004.4
- 5) 南宏一，岡本浩一，若林実：SRC柱のせん断強度に関する理論解，コンクリート工学年次論文集，Vol.7，No.1，pp.557-560，1985