

論文 逆対称曲げが作用したせん断スパン比の小さい鉄骨鉄筋コンクリートはりの破壊性状

渡辺 健^{*1}・中田 裕喜^{*2}・谷村 幸裕^{*3}

要旨：逆対称曲げモーメントが作用するせん断スパン有効高さ比の小さい鉄骨鉄筋コンクリート部材の破壊性状について、部材の諸元や支持条件の影響に焦点をあてた実験的検討を行った。実験では、耐荷機構を議論するうえで重要な情報となる SRC はり内部のコンクリートのひずみを、ひずみゲージを貼付したアクリル板を使用して計測した。さらに、有限要素解析により試験体内部の応力発生状況を併せて検証している。そして、部材諸元や支持条件がせん断スパン有効高さ比の小さい SRC はりの破壊挙動に及ぼす影響を議論した。

キーワード：鉄骨鉄筋コンクリート、小せん断スパン比、せん断耐力、鉄道高架橋、鉄骨形状、支持条件

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) はりを有するラーメン高架橋の設計では、鉄筋コンクリート (RC) 部材に利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。その精度は、単純支持されたSRCはりの載荷試験より得られた実験結果により検証されている^{1)~3)}。しかし、補強材とコンクリートが一体化されていることを前提としたRC部材の耐力算定式の拡張では、コンクリートと鉄骨の付着が期待できないSRCはりの耐荷機構は評価できない可能性がある。さらには、ラーメン高架橋の横断方向の地中はりおよび中層はりなどにおいて、地震による水平荷重が作用すると、はり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。このようなはりでは、せん断スパン a と有効高さ d の比 a/d が比較的小さい、ディープビーム的構造となる場合も少なくない。すなわち、現行の設計式が前提としている支持条件と異なるため、支持条件がせん断耐力におよぼす影響について検討する余地がある。

本研究は、逆対称曲げが作用した a/d の小さいSRCはりの破壊性状やせん断耐力に対する各種試験条件の影響を実験的に捉え、現行のせん断耐力評価法の適用可能性を検討することを目的としている。鉄骨の配置がせん断耐力におよぼす影響を確認するため、実験では既往のRCはり試験体⁴⁾の諸元を参照している。これまでの a/d の小さいRCはりの研究には、形成されるタイドアーチ的耐荷機構の、圧縮ストラットを対象に検討を行っている点に特徴がある。そこで実験では、耐荷機構を議論するうえで重要な情報となるSRCはり内部のコンクリートのひずみを、ひずみゲージを貼付したアクリル板を使用

して計測した。さらに、有限要素解析により試験体内部の応力発生状況を併せて検証している。そして、逆対称曲げ作用下の a/d が小さいSRCはりの破壊挙動に及ぼす部材諸元や支持条件の影響を議論した。

2. 載荷実験概要

2.1 試験体概要

図-1 に、試験体概要を示す。試験体は、左右にフーチング部を有する矩形断面のSRCおよびRCはりであり、中央の試験区間は、長さ $L = 2a$ (a :せん断スパン)有効高さ $d = 400$ mm および幅 $b_w = 300, 400$ mm である。これは、実験結果を比較するために、著者らの試験体諸元を忠実に再現したものであり、ラーメン高架橋に使用される一般的な諸元となっている。

表-1 に、使用した鋼材の材料特性および試験体諸元を示す。引張鋼材には、熱処理により高強度化した異形鉄筋(D29)を断面の上下縁に計8本配置した。引張鋼材比は2.53, 4.28%, 軸方向鉄筋の芯かぶり s は50 mmとした。試験体は、鉄骨のウェブがフランジより先行して降伏するように配慮している。鉄骨にはロール材を用いた。軸方向鉄筋および鉄骨は、試験体両端の鋼板に溶接することで、定着を確保した。

試験体は、SRCはりが8体、RCはりが4体⁴⁾の計12体用意した。これは、 a/d 、せん断補強鉄筋比 $p_w (=A_w/b \cdot s)$, A_w :1組のせん断補強鉄筋断面積, b :断面幅, s :せん断補強鉄筋間隔), 鋼材比 $((A_s+A_r)/A_c)$, A_s :鉄骨断面積, A_r :鉄筋断面積, A_c :コンクリート断面積), 鉄骨鉄筋比 (A_s/A_r) , 断面幅, フランジ幅, コンクリートの圧縮強度 f_c' , 鉄骨の有無に着目したものである。試験体の名称には、 a, p_w, f_c' およびフランジ幅が反映されている。

*1 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 博士(学術) (正会員)

*2 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 修士(工学) (正会員)

*3 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 博士(工学) (正会員)

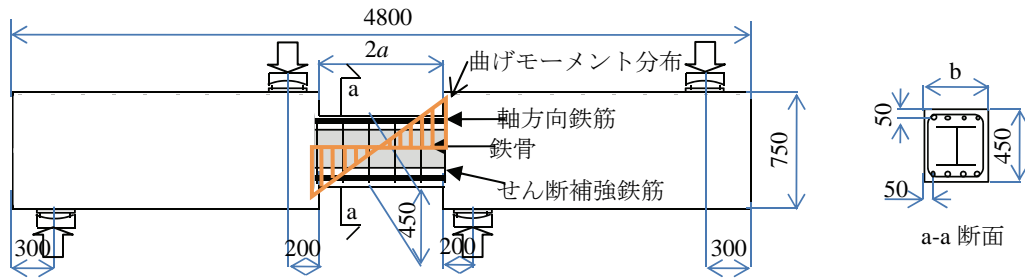


図-1 試験体の形状と諸元 (単位: mm)

表-1 試験体諸元

試験体	b (mm)	d (mm)	a (mm)	a/d	f _c (N/mm ²)	軸方向鉄筋		せん断補強筋(SD345)			鉄骨(SS400)		鋼材比 (%)	鉄骨鉄筋比
						鉄筋径 (p _c %)	降伏強度 (N/mm ²)	鉄筋径 (ピッチmm)	p _w (%)	f _{wy} (N/mm ²)	形状 (k, %)	降伏強度 (N/mm ²)		
SRC400	300	400	400	1.0	25.6	D29 (4.28)	970	—	—	—	244×175×7×11 (4.11)	334	7.92	1.08
SRC404					24.5			D10 (100)	0.48	379				
SRC600			600	1.5	27.4			—	—	—				
SRC604					28.1			D10 (100)	0.48	379				
SRC402NL	400	400	400	1.0	34.4	D25 (2.53)	968	D10 (160)	0.22	387	250×250×9×14 (5.12)	332	7.37	2.27
SRC402NS					32.6						250×113×9×14 (3.36)		5.62	1.49
SRC602NL			600	1.5	29.0						250×250×9×14 (5.12)		7.37	2.27
SRC602HL					66.4						—		—	—
DB400	300	400	400	1.0	28.6	D29 (4.28)	721	—	—	—	—	—	—	—
DB404					27.3			D10 (100)	0.48	390				
DB600			600	1.5	30.3			—	—	—				
DB604					27.8			D10 (100)	0.48	390				

b: 試験区間の断面幅, d: 試験区間断面の有効高さ, a: せん断スパン, f_c: コンクリートの圧縮強度, 鉄骨形状: 鉄骨高さ z_w × フランジ幅 t_f × ウェブ厚 t_w × フランジ厚 z_f (mm), p_c: 軸方向鉄筋比, p_w: せん断補強鉄筋比, f_{wy}: せん断補強鉄筋の降伏強度, k: 鉄骨比

せん断補強鉄筋には, D10 である閉合形状の鉄筋を使用し, 100, 160 mm の間隔で配置した。使用したコンクリートは, 骨材最大寸法が 20 mm であり, 目標の圧縮強度は 27 および 60 MPa である。

荷重は 4 点曲げ単調荷重とし, 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を作用させた (図-1)。荷重点および支点は, 拘束を取り除くためにローラー支承とし, 幅 100 mm の支圧板を設置した。

2.2 荷重方法と測定項目

せん断補強鉄筋および鉄骨のほり高さ中央および軸方向鉄筋に 1 軸および 3 軸ひずみゲージを貼付した。なお, 鉄骨には軸方向に 100mm 間隔で配置している。また, コンクリー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 軸形ロゼットゲージ (測定長: 3 mm) を, 100 mm 間隔で貼付したアクリル板を, SRC402NS の断面高さ中央, 側面より 100, 175mm に配置した⁵⁾。

また, スタブ間相対変位およびせん断スパンにおけるせん断変形を計測した。さらには, 荷重点および支間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。

2.3 実験結果

(1) はじめに

表-2に, 各試験体の特徴的な諸元および実験結果を

まとめる。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。また, V_y は, 単純支持の荷重試験結果に基づき提案された式(1)による算定値である^{2),3)}。

$$V_y = V_c + V_w + V_s \quad (1)$$

ここで, $V_c = f(a/d) \cdot f_c^{1/3} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot b \cdot d$,

$$f(a/d) = 0.76(a/d)^{-1.166}, \quad 0.5 \leq a/d \leq 2.5,$$

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

$$\beta_p = p_c^{1/3} \leq 1.5,$$

$$V_w = (A_w \cdot f_{wy} / s_r) \cdot z,$$

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

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

また, s_r: せん断補強鉄筋の配置間隔, z: d/1.15, Z_s: 鉄骨の腹部高さ, k: 鉄骨比(%), である。すなわち, 式(1)は, せん断補強鉄筋, 鉄骨およびそれ以外の材料の貢献分の和は, SRCの鉄骨およびせん断補強鉄筋が降伏する際のせん断力 (V_y) を算出することが認識されている。したがって, この V_y と実験より得た鉄骨ウェブおよびせん断補強鉄筋の降伏が確認された際のせん断力 V_{sweb} あるいは V_{hoop} の大きい値と比較することで, 作用曲げモーメント分布の V_{sweb} に対する効果が確認できる。比較した結果, 全ての試験体において V_y > 最大値 (V_{sweb}, V_{hoop}) であったことから, 逆対称曲げを受ける SRC はりのせん断耐力は式

表-2 試験結果

試験体	b (mm)	a/d	p_w (%)	形状 (鉄骨比 k , %)	V_{crack} (kN)	V_{hoop} (kN)	V_{sweb} (kN)	V_{max} (kN)	V_y (kN)	V_{max} / V_y
SRC400	300	1.0	—	244×175×7×11 (4.11)	205	—	453	526	1222	0.37
SRC404			0.48		231	426	567	629	1410	0.40
SRC600		1.5	—		185	—	432	464	1013	0.43
SRC604			0.48		139	516	509	534	1203	0.43
SRC402NL	400	1.0	0.22	250×250×9×14 (5.12)	233	621	668	858	1676	0.40
SRC402NS				250×113×9×14 (3.36)	293	635	844	912	1676	0.50
SRC602NL		1.5	0.22	250×250×9×14 (5.12)	185	536	648	668	1454	0.45
SRC602HL					331	561	872	920	1555	0.56
DB400	300	1.0	—	—	185	—	—	381	—	—
DB404			0.48		225	468	—	544	—	—
DB600		1.5	—		145	—	—	250	—	—
DB604			0.48		190	385	—	440	—	—

V_{crack} : 端部斜めひび割れ発生時のせん断力, V_{hoop} : せん断補強鉄筋初降伏時せん断力, V_{sweb} : 鉄骨ウェブ初降伏時せん断力, V_{max} : せん断力の最大値 (30mm 以内), V_y : 式(1)による算定値

(1)では評価できないことを示している。

(2) 損傷状況

図-2に、試験体のひび割れ状況を示す。ひび割れは、発生位置や形状を参考に曲げひび割れ、端部斜めひび割れ、圧縮縁を結ぶ対角線上での斜めひび割れ、軸方向鉄筋に沿った水平ひび割れに区別した。表-2に、端部斜めひび割れ発生せん断力 V_{crack} を示す。

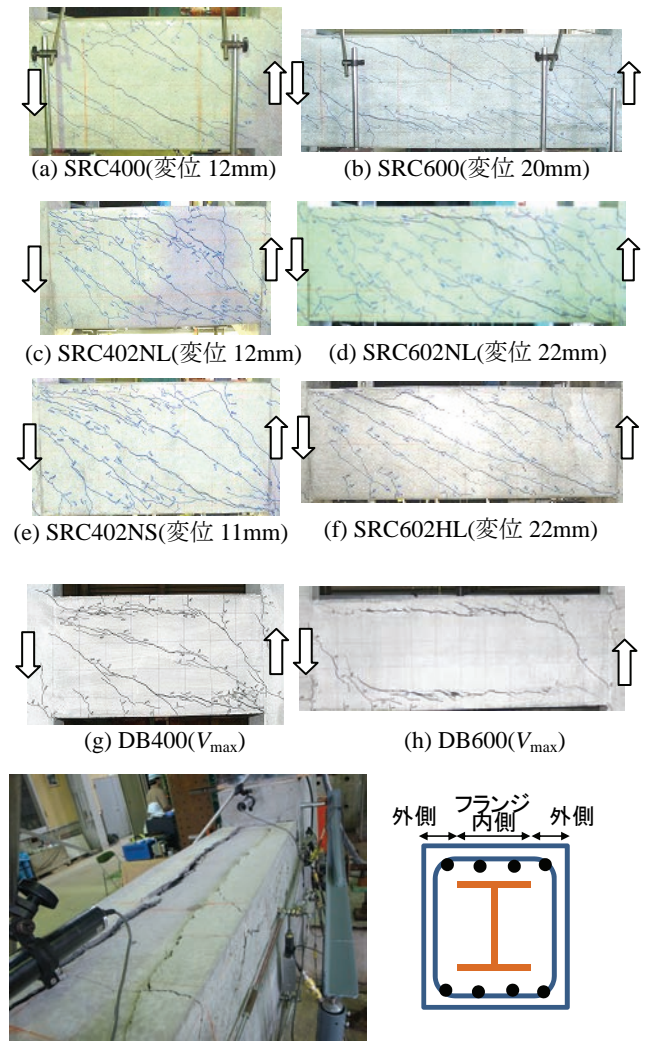
$a/d=1.0$ である試験体は、端部および試験区間中央での斜めひび割れが卓越して発生した。SRC400と比較して、DB400では、軸方向鉄筋に沿ったひび割れも顕著に表れており、鉄骨を配置することで軸方向鉄筋に沿ったひび割れは低減されたためと考えられる⁵⁾。

$a/d=1.5$ である試験体は、SRCはりにも軸方向鉄筋に沿ったひび割れが見られた。ただし、 $f_c=66.4\text{MPa}$ であるSRC602HLには、このひび割れが顕著には観察されなかった。DB600と比較して、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。

SRC試験体では、せん断力が鉄骨のウェブが降伏時のせん断力(V_{sweb})に達した以降も増加したが、図-2(i)に示すように、鉄骨ウェブ降伏後には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はりにはこのようなひび割れが観察されておらず、コンクリートが鉄骨フランジ境界部において、内外で分離している可能性がある。

(3) 各種諸元がせん断耐力に及ぼす影響

SRC試験体の有する諸元が、せん断耐力 V_{max} に及ぼす影響について検討する。ここで、従来の算定法と異なり本研究は V_{max} に焦点をあてている。これは、明確なせん



(i) 試験区間上面の損傷状況(SRC604 試験終了時)

図-2 試験体損傷状況 (図中の矢印は載荷方向)

断耐力として得られる V_{max} を利用したものである。

図-3に、 $a/d=1.0$ であるSRCはりおよびRCはりのせん断力-スタブ間相対変位関係を示す。鉄骨を配置することで、端部の斜めひび割れ発生(表-2)以降の剛性が増加している。また、 V_{max} の増加量は、せん断補強鉄筋が併用された試験体では減少した。すなわち、鉄骨およびせん断補強鉄筋の効果が相互に関連しており、独立して評価できないことを示していると考えられる。

図-4に、 a/d および p_w が異なるSRC試験体のせん断力-スタブ間相対変位関係を比較する。 V_{max} は、せん断補強鉄筋を配置したことで増加した。せん断補強鉄筋の配置による耐力増加分は、 $a/d=1.0$ の試験体では103kN、 $a/d=1.5$ の試験体では70kNであったが、これは既往の算定法¹⁻³⁾によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力 $V_w=188$ kNに対して小さい結果である。一方で、同一の p_w を有する試験体を比較すると、 a/d の増加に伴い V_{max} は減少しており、既往の研究³⁻⁷⁾と同様の知見を得た。

図-5に、SRC602NLおよびSRC602HLのせん断力-スタブ間相対変位関係を比較する。 f_c が29.0 MPaから66.4 MPaに増加することで曲げひび割れ発生後の剛性および V_{max} は増加している。

図-6に、フランジ幅が異なる試験体のせん断力-スタブ間相対変位関係を比較する。SRC402NL(フランジ断面幅比=0.63)は鉄骨ウェブ降伏(668kN)後、剛性は低下したがせん断力が増加したのに対し、SRC402NS(フランジ断面幅比=0.28)は鉄骨ウェブ降伏(844 kN)後、変位の増加に伴いせん断力が低下した。 V_{sweb} は、SRC402NLと比較して鋼材量が減少したにも関わらず増加した。

図-7に、SRC402NSの支間中央におけるにアクリル板を用いて計測した、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($V_{crack}=293$ kN)、同一のせん断力において、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おり、同一断面においても位置に依存した抵抗機構を示していると考えられる。

南ら^{8), 9)}は、SRC部材のせん断耐荷機構は、a)主にせん断補強鉄筋によるトラス機構、b)鉄骨フランジ外側のアーチ機構、c)鉄骨フランジのかぶりコンクリート部のアーチ機構、d)鉄骨フランジ間のコンクリート部のアーチ機構、およびe)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、c)およびd)の機構は、それぞれ支間に対する鉄骨のかぶりあるいは

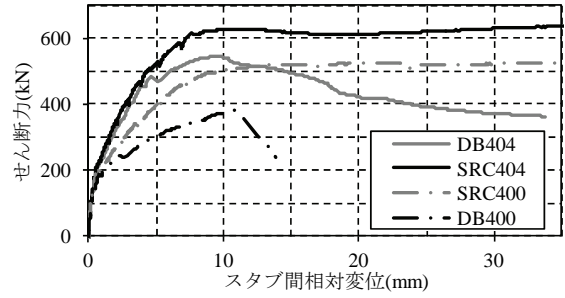


図-3 鉄骨およびせん断補強鉄筋の効果

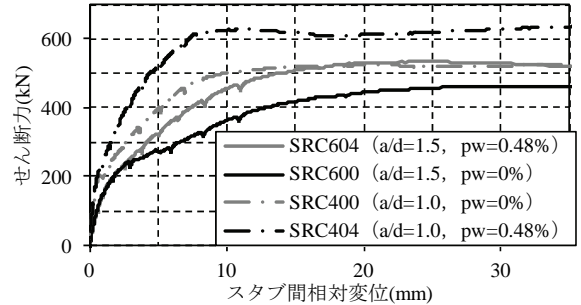


図-4 a/d および p_w の効果

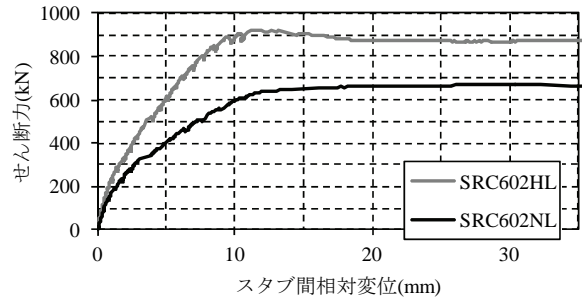


図-5 f'_c の効果

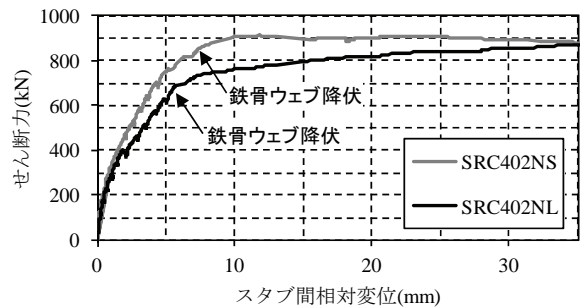


図-6 フランジ幅の効果

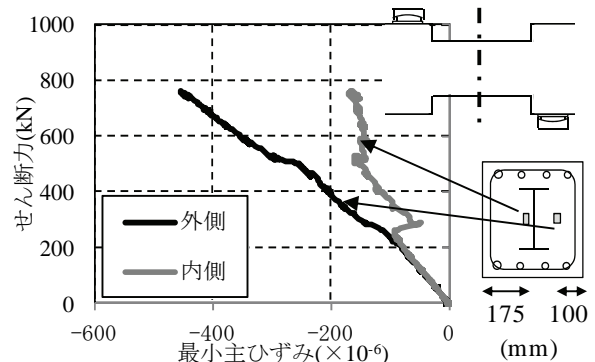


図-7 最小主ひずみの計測値(SRC402NS)

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c), d)の貢献度は低下するとともに、貢献度の高いb)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^{8), 9)}。

3. 有限要素法による検討

3.1 解析概要

SRC試験体を対象に、汎用のFEM解析コードであるDIANAを用いて3次元の非線形解析を行った。図-8に示すとおり、1/2の試験体を、コンクリートにはソリッド要素、鉄筋には埋込み鉄筋要素、鉄骨にはシェル要素を用いて離散化した。鉄筋とコンクリートは剛結合としたが、鉄骨とコンクリートの間には界面要素を配置し、Coulombの摩擦基準（摩擦係数0.4、付着応力0 N/mm²）で管理した。ただし、一部の解析ケースでは、鉄骨とコンクリートの付着力の影響を確認するために、付着強度を変化させている（3.2(2)）。

コンクリートには、ひび割れ発生後の応力伝達を考慮しない回転ひび割れモデルを適用した。応力-ひずみ関係は破壊エネルギー¹⁰⁻¹¹⁾を利用して軟化勾配を規定しており、圧縮側には放物線モデル、引張側はHordijk¹²⁾のモデルとした。試験体両側のスタブは、コンクリートと同一の剛性を有する弾性体とし、破壊を回避することとした。また、鉄筋は完全弾塑性モデルとしている。解析に用いた材料強度には、試験値を入力した。

3.2 解析結果

(1) 鉄骨とコンクリートの付着の影響

図-9に、実験およびFEMより得られたせん断力-スタブ間相対変位関係を示す。剛性が大きく低下する点以降、実験結果と解析結果で曲線に差が生じているが、 V_{max} 付近の折れ点まではald、断面幅、せん断補強鉄筋比の違いを問わず、実験のせん断力-変位関係を追跡できている。

従来の算定法⁸⁾では、鉄骨とRCが独立した挙動を示すと考え、せん断耐力は累加強度で算定している。これは、コンクリートと鉄骨の付着力が小さいことを想定していることに起因している。一方で、本研究で使用した試験体は打設後数日後に荷重実験を実施したため、コンクリートが鉄骨に粘着するといった若材齢コンクリート特有の効果が生じている可能性がある。そこで、鉄骨とコンクリートの界面要素の剛性を無限大または0と設定する

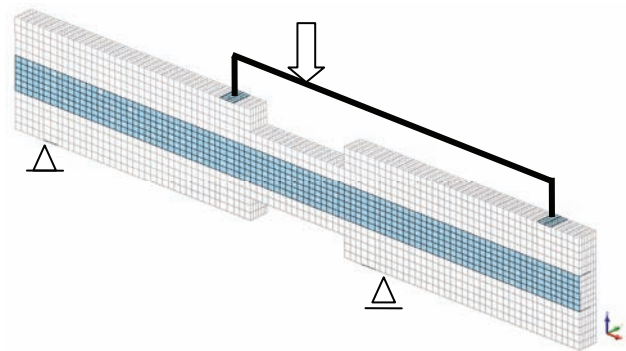


図-8 解析モデル（要素分割例）

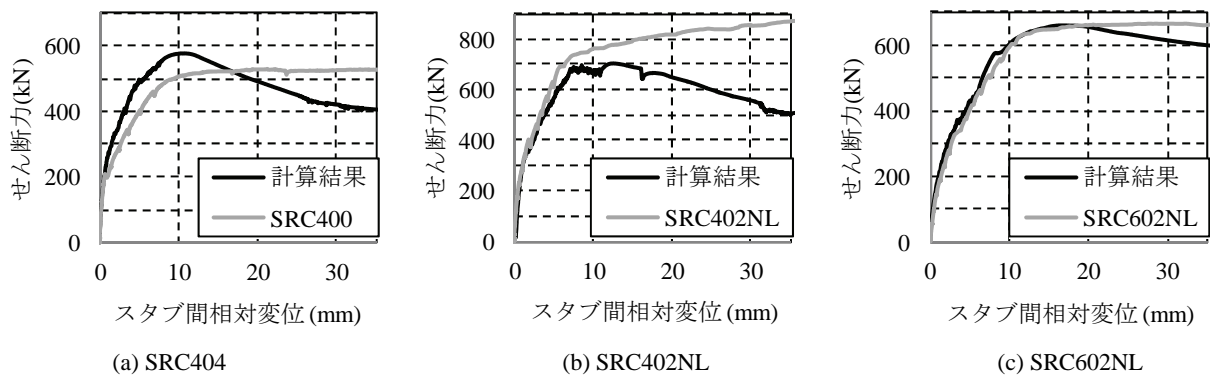


図-9 実験結果と解析結果の比較

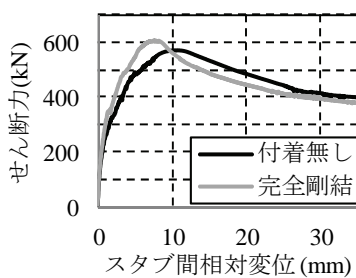


図-10 付着の効果 (SRC404)

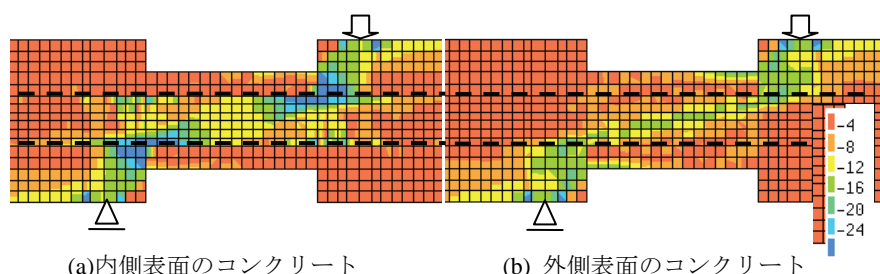


図-11 SRC404の最小主応力分布（鉄骨ウェブ降伏時）

ことで、この粘着がせん断耐力に及ぼす影響について検討した。検討に用いた試験体は、SRC404である。これは、付着の効果が大きいと考えられた、比較的せん断スパン比の小さい試験体を選択したものである。図-10に、せん断カースタブ間相対変位関係を示す。300kN付近で斜めひび割れが発生し剛性が変化したが、付着の有無により斜めひび割れ後の剛性に差がみられたものの、せん断耐力の差は5%程度であった。すなわち、この検討結果では、コンクリートが若材齢であることによるせん断耐力に対する効果は、顕著にはみられないことを確認した。

(2) 最小主応力分布

図-11に、SRC400に対する計算結果から、折れ曲がり点に達する前の鉄骨ウェブ降伏時点の最小主応力の分布を示す。図-11(a)をみると、鉄骨フランジで囲まれたコアコンクリートの曲げ圧縮側端部で最小主応力が卓越して発生しているが、支間中央では約-10 N/mm²となりフランジ間で応力が均一に発生したことが確認できる。また、鉄骨フランジと試験体上下表面間のコンクリートに発生している最小主応力の絶対値は、比較的小さい。一方、図-11(b)に示されるとおり、外側表面のコンクリートには、載荷点と支持点を結ぶ直線上で、約-16 N/mm²の最小主応力が集中して発生している領域が確認できる。すなわち、フランジの内側と外側のコンクリートに発生している最小主応力の状況は異なっており、これは図-7に示した試験結果と一致する。この解析結果が示す傾向は、最小主応力の絶対値には違いがあるが、概ね一致した。

以上、同一の断面において、試験体中の最小主応力が位置に依存して大きく異なった。土木建造物の照査に適用されているSRCはりのせん断耐力算定式の V_c^{1-3} は、せん断応力に有効断面積を乗じているが、上下フランジ間のコンクリートとその他の部位のコンクリートで発生する応力が異なるため、部材の諸元に依存して算定精度が大きく低下する可能性がある。この傾向は、 a/d が比較的小さいSRCはりにおいて顕著になると考えられ、鉄骨とせん断補強鉄筋の併用によるコンクリートの最小主応力の変化を検証していく必要がある。

4. まとめ

本研究で得られた知見を、以下に整理する。

- (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、またはせん断スパン比およびフランジ幅の減少に伴い、せん断力の最大値は増加した。ただし、これらの効果は相互に関連しており、独立して評価することは困難であると思われる。
- (2) せん断スパン比の小さいSRC棒部材のせん断耐力には、支持条件が影響することを示した。
- (3) 鉄骨とコンクリートの付着の有無がSRCはりのせん

断耐力に及ぼす影響をFEMで検証した結果、 $a/d=1.0$ の試験体では約5%の差であった。

- (4) せん断力の増加に伴い、フランジ外側のコンクリートが示す最小主応力の絶対値が、上下鉄骨フランジ間のコンクリートよりも増加することを、アクリル板を利用した計測結果および有限要素解析により確認した。

参考文献

- 1) 土木学会：複合構造標準示方書，丸善，2009.12
- 2) 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
- 3) 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
- 4) 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.799-804，2008.7
- 5) 中田裕喜，田所敏弥，谷村幸裕，池田 学：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，土木学会第65回年次学術講演会概要集，CS2-045，pp.89-90，2011.9
- 6) 二羽淳一郎：FEMに基づくディープビームのせん断耐荷力算定式，第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，pp.119-126，1983.10
- 7) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村 甫：せん断補強的を用いないRCはりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，No.372/V-5，pp.167-176，1986.8
- 8) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計と保有水平耐力—，丸善，2001.1
- 9) 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
- 10) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete, seminar on post-peak behavior of RC structures subjected to seismic loads, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 11) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，2004.4
- 12) Hordijk, A. D.: Local Approach to Fatigue of Concrete, Delft University of Technology 1991