論文

[2199] せん断補強鉄筋を用いない鉄骨鉄筋コンクリート梁の耐力 について

渡辺 忠朋*1·伊藤 裕一*2·佐藤 収*3

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート(以下、SRCという)は、鉄道構造物においては施工条件に制約があ る場合や桁高制限がある場合に適用される構造であり、鉄筋コンクリート部材に比べて断面を小 さくできる等の長所がある。

SRC部材の耐力算定方法は、土木学会示方書¹⁾では曲げ耐力の算定については構造を累加型 構造と鉄骨鉄筋併用構造に区分し、それぞれ累加強度方式とRC方式(鉄骨を鉄筋に換算)を適 用することにしている。また、せん断耐力の算定については、RC部分と鉄骨部分の和とする累 加強度方式を適用している。

一方、構造物の設計方法に限界状態設計法を適用する場合、その耐力算定方法に対する安全性 について検討する必要があるが、それらについて十分に明らかにされていないのが現状である。

そこで実構造物をモデル化したSRC梁供試体を用いて載荷試験を行い、既往の耐力算定手法 の評価を行うことにした。以下に、載荷試験の概要および既往の耐力算定手法の検討結果を示す。

2. 実験概要

2.1 供試体形状および諸元

供試体諸元および形状

をそれぞれ表-1および 図-1に示す。供試体は コンクリート内に鉄骨 および鉄筋を配置した 供試体8体と鉄筋のみを 配置した供試体2体の 合計10体製作した。

実験は、鋼材比(鋼材 断面積/コンクリート断 面積)、鉄骨鉄筋比(鉄筋 断面積/鉄骨断面積) およびせん断スパン比 (a/d: dは、圧縮縁から 最下段の引張鋼材図心ま での距離)をパラメータ として行った。

No.	a	d # 1	d# 2	d • 2	Α	Α	$A \times B \times t_1 \times t_2$	f'.
1	105	5	10	10	D16-4	D13-2	$200 \times 100 \times 5.5 \times 8$	278
2	70	5	10	10	D16-4	D13-2	$200 \times 100 \times 5.5 \times 8$	267
3	105	5	10	10	D32-3. D16-2	D13-2	$200 \times 100 \times 5.5 \times 8$	278
4	70	5	10	10	D32-3. D16-2	D13-2	$200 \times 100 \times 5.5 \times 8$	267
5	105	5	10	10	D32-5	D13-2	$200 \times 100 \times 5.5 \times 8$	268
6	70	5	10	10	D32-5	D13-2	$200 \times 100 \times 5.5 \times 8$	267
7	70	5	10	5	D32-2. D19-2	D13-2	$250 \times 125 \times 6.0 \times 9$	268
8	70	5	10	10	D16-6	D13-2	$194 \times 150 \times 6.0 \times 9$	268
9	60	0	0	10	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	D13-2	$300 \times 150 \times 6.5 \times 9$	268
10	52.5	0	5	5		D13-2	$300 \times 150 \times 6.5 \times 9$	267

表-1 供試体諸元





A×B×t1×t2:単位は mm

A.::引張鉄筋量(径-本)

A.。: 圧縮鉄筋量(径-本)

。: コンクリートの圧縮強度(kgf/cm²)

(正会員) *1(財)鉄道総合技術研究所 橋梁担当研究室研究員 *2(財)鉄道総合技術研究所 橋梁担当研究室研究員 *3(財)鉄道総合技術研究所 橋梁担当研究室研究員



図-1 供試体形状および載荷方法

2.2 載荷方法

載荷方法を図-1に示す。

載荷は2点対称載荷で単調載荷とした。

2.3 測定項目

測定は、ひずみ(鉄筋、鉄骨およびコンクリート) ひびわれおよび破壊性状について行った。

2.4 使用材料

セメントは早強ポルトランドセメント、鉄筋および 鉄骨は、それぞれSD345 およびSS400 を用いた。 コンクリートの配合を表-2に示す。鉄筋,鉄骨の 引張降伏強度をそれぞれ表-3および表-4に示す。

3.実験結果および考察

3.1 ひびわれおよび破壊性状

最大荷重時のひびわれ状況の例を図-2に示す。

鉄骨と鉄筋の両方を配置した供試体(Na1~8)の うちNa3,5および6の供試体は、まず、スパン中央 付近に曲げひびわれが発生し、載荷荷重の増加ととも に曲げひびわれが多数発生した。その後せん断スパン 内にせん断ひびわれが発生し梁の圧縮領域に向かって 伸展するが、供試体上側へ伸展するひびわれの発生は 認められなかった。

表-2 コンクリートの配合

設計基準強度	2 4 0 kgf/cm²
セメント	早強ポルトランドセメント
スランプの範囲	8 ± 2.5 cm
空気量	4.0±1 %
水セメント比	55 %

表-3 鉄筋の引張降伏強度(f.,)

呼び名	引張降伏強度 (kgf/cm ²)
D13	3950
D 1 6	3480
D19	4180
D 2 5	4090
D 3 2	3910

表-4 鉄骨の引張降伏強度(fr,)

寸 法(mm)	引張降伏強度(kgf/cm ²)
200×100×5.5×8	2890
194×150×6.0/9.0	4090
300×150×6.5/9.0	3390
250×125×6.0/9.0	3110

しかし、荷重の増加とともに荷重載荷点と支点内の支点側の供試体の上側に上フランジに沿っ てせん断ひびわれが発生し、せん断破壊した。その他の供試体は、せん断ひびわれが拡大する前 に鉄筋および鉄骨のひずみが降伏ひずみに達して梁上側のコンクリートが圧壊し、曲げ破壊した。

SRC部材の場合、せん断スパン比が比較的大きいRC部材では斜め引張破壊する領域でも、 斜めひびわれ発生後も顕著な耐力の増加が認められ、斜めひびわれが梁の上側へ貫通しないこと など、一般のRC部材のせん断破壊性状に比べると、破壊形態が異なる傾向にあるものと考えら れる。また、曲げひびわれの発生状況から考えるとSRC部材でも引張側に鉄筋を配置すること により、RC部材とほぼ同等のひびわれ性状が得られるものと考えられる。 なお、鉄骨のみを配置 した供試体Na9およびNa 10は、曲げひびわれは 2~3本程度しか発生せず、 鉄筋を配置したSRC供 試体に比べてひびわれ分 散性が劣る結果となり、 曲げひびわれ幅が拡大し て鉄骨が降伏し、載荷荷重が増加しなくなった。

3.2 曲げ耐力

実験から得られた最大荷重(Pmax)を表-5に示す。

なお、実測された鉄筋および鉄骨ひずみおよび破壊性状から供試体Ma3,5および6以外を曲 げ破壊と判断した。供試体の曲げ耐力を算定し、実験結果との比較を行う。曲げ耐力の算定は、 RC方式¹と累加強度方式¹により行った。計算値(P_{Mucal})および実験値(P_{max})と計算値の 比を表-5に示す。各パラメータと実験値と計算値の比の関係を、図-3に示す。曲げ耐力算定 手法にいずれの方法を用いても概ね精度良く算定される結果となっているが、累加強度方式の方 がRC方式に比べ実験値を過少に評価する傾向にある。なお、曲げ破壊した供試体の実験値/計 算値の平均値は、RC方式で1.07、累加強度方式で1.08となった。



8.3 せん断耐力

(1) 既往のせん断耐力算定式による評価

既往のせん断耐力算定式として土木学会示方書¹⁾に示されている次式を用いて、せん断耐力の 評価を行った。なお、安全係数は全て 1.0とした。

 $V_{err} = V_{err} + V_{ed}$ (1) ここに、 V_{err} : 鉄骨部分のせん断耐力 V_{ed} : RC部分のせん断耐力 $V_{err} = f_{vrd} \cdot z_{w} \cdot t_{w} / \gamma_{b}$ (2)

-1195-

 $V_{cd} = \beta_{d} \cdot \beta_{p} \cdot \beta_{n} \cdot f_{vcd} \cdot b_{w} \cdot d / \gamma_{b}$ $\Box \Box K, f_{vcd} = 0.9^{3} \sqrt{f_{cd}} (kgf/cm^{2})$

 $\beta_{d} = \sqrt[4]{100/d} \quad (d:cm) \qquad \beta_{p} = \sqrt[3]{100 p_{w}}$

bw:腹部の幅 d:有効高さ

p_w=A_s/(b_w·d) A_s:引張側鋼材の断面積 γ_b:部材係数(=1.0)

f'.a:コンクリートの設計圧縮強度(kgf/cm²)とする。 γ_b=1.0

計算値(V_{ex11})および実験値と計算値の比を表-5に示す。

また、各パラメータと実験値と計算値の比の関係を図-4に示す。なお、図中にはせん断破壊 と判定された供試体の値については〇印、曲げ破壊耐力と判定された供試体の値については×印 として示した。土木学会示方書を適用した場合、計算値はせん断スパン比の大きい領域では実験 値をほぼ評価できる結果となった。しかし、せん断スパン比の小さい領域では、供試体は曲げ破 壊しているので実際のせん断耐力は実験値よりも大きいことを考慮すると実験値を過少に評価す る結果となることが分かる。

せん断スパン比の影響に着目すると、鉄骨および鉄筋を配置した供試体については、RC部材 と同様にせん断スパン比が小さくなるとせん断耐力は増加する傾向にあることが分かる。

なお、鋼材比および鉄骨鉄筋比についてはとくに顕著な傾向は認められないと考えられる。

Na.	Per	Pmax	PMucall	Pmax/PMucall	P _{Mucal2}	Pmax/PMucal2	Vesll	Pmax/Vcall
1	3.80	16.3	17.33	0. 94	16.97	0.96	24.19	0.67
2	3.00	29.5	25.79	1.14	25.46	1.16	24.09	1.22
3	3.50	25.0	34.13	0.73	33. 41	0.75	27.92	0.90
4	6.25	59.0	50.65	1.16	50.11	1.18	27.77	2.12
5	5.50	36.7	39.74	0.92	40. 47	0. 91	28.76	1.27
6	3. 75	59.0	59. 47	0. 99	60.70	0.97	28.57	2.05
7	6.50	58.5	51.40	1.14	51.09	1.15	35.13	1.67
8	3.75	42.3	39.03	1.08	40.10	1.05	33.20	1.27
9	7.25	40.0	43. 23	0. 93	43.60	0. 92	35.88	1.11
10	4.00	49.4	43. 05	1.15	43.89	1.13	35.88	1.38

表-5 実験結果

注) Per, Pmax, Pmucall, Pmucall, Veall: tf Per:曲げひびわれ発生荷重 Pmucall, Pmucall: それぞれRC方式、累加強度方式による計算値

(2) 耐力算定手法に対する一考察

SRC部材の各抵抗機構を考慮した種々のせん断耐力算定手法²)が提案されている。ここでは 本実験でせん断破壊した供試体Ma3,5および6の実験結果を用いてSRC部材のせん断耐力を 鋼とコンクリートによるサンドイッチ構造部分とそれを除いたRC部分のそれぞれのせん断耐力 の和であると仮定して、せん断耐力の推定を試みた。RC部分のせん断耐力は、腹部幅(B-bf) を有する矩形断面梁として、せん断スパン比の影響を考慮して次式で求めた。

$$V_{cont} = f(a/d) \cdot f'_{c} \cdot f'_{a} \cdot \beta_{d} \cdot \beta_{p} \cdot b_{w} \cdot d$$

$$C \subset k_{c} f(a/d) = 0.94(0.75 + 1.4 d/a) \qquad k \neq 0.5^{a}$$

$$= 3.58(a/d)^{-1.166} \qquad k \neq 0.5^{a}$$

(4)

(3)

b *= B-bf(B:供試体幅 bf:鉄骨フランシ幅) 実験から得られた最大荷重からRC部分のせん 断耐力V *****を差引いた値をサンドイッチ構造部 分が負担するせん断力(V ******)とした。サン ドイッチ構造部分のせん断耐力は、トラス機構の 耐力で算定できると仮定し、せん断破壊した供試 体のひずみ測定結果によると鉄骨ウェブ部分は鉄 骨ウェブ部分は降伏していないことから、コンク リートの圧縮斜材の破壊として次式で求めること とする。

V_{*ccal} = f_{vu} · b_w · d + V_w (5)⁵³ ここに、f_{vu} : 0. 6f² e^{1/2}β₄β₅β₅ もしくは 4f² e^{1/2} のうち大きい値 V_w : せん断補強鋼材が引張鋼材として トラス機構で考慮される以外に 負担できるせん断力

 $\beta_{\star}:5/(1+\cot^2\theta)$

θ :コンクリートの圧縮斜材の
 部材軸のなす角度30°とする。

せん断耐力の計算値(V_{****1})およびV_{****1}と V_{*****}との比を表-6に示す。

なお、計算はV_wを0として求めた。供試体Ma 3 とNa 5 は、引張鉄筋量のみが異なる供試体である。

鋼材比とV.... とV....の比の関係を図 -5に示す。引張鉄筋量が増加すると、サンドイ ッチ構造部分で負担するせん断力が増加している ことになる。また、コンクリートの圧縮斜材の圧 縮破壊耐力の計算値との比では、No.3は1.09であ



るのに対してNa5は1.93となり約2倍のせん断力を負担する結果となっている。

圧縮破壊耐力自体のばらつきが予想されるものの、実際にはV * が負担するせん断力が存在していると考えられる。一般に、引張・圧縮鋼材量が多くなるとV * が大きくなる⁵⁾とされていることから、引張鉄筋量の増加が一因となり、V * が増加したことを示していると考えられる。

供試体Na 5 とNa 6 は、せん断スパン比 のみが異なる供試体である。せん断スパ ン比とV..... とV....の比の関係を 図-6に示す。せん断スパン比が小さく なると、サンドイッチ構造部分で負担す るせん断力が増加していることになる。

これは、サンドイッチ構造においても

表-6 せん断耐力の計算結果

供試体 Na	V _{ccal} (tf)	V _{test} (tf)	V _{setest} (tf)	V (tf)	Vectore Veccal
3	10.76	25.0	14.24	13.07	1.09
5	11.97	36.7	24.73	12.83	1. 93
6	16.68	59.0	42. 32	12.81	3.30
	注) V	7 - 7	I = V		

注) V sctest = V test - V ccel

せん断スパン比が小さくなると、圧縮破壊耐力はトラス機構からアーチ機構へ変化し増加して いくとされていることと同様の傾向があると考えられる。

なお、圧縮破壊耐力の計算値との比ではNa 5 が1.93であるのに対してNa 6 は3.30となりNa 5 の 1.7 倍となっているが、両供試体の差異中には、前述同様トラス機構以外で受持つ鋼材のせん断 力がせん断スパン比が小さくなるほど増加する⁵⁾とされていることから、これらの影響も含まれ ているものと考えられる。



4. 結論

本実験の範囲で明らかになったことを以下に示す。

- (1)曲げ耐力の算定手法については、累加強度方式、RC方式のいずれも概ね実験結果を安全 側に推定できる。
- (2) SRC部材は、RC部材と異なりせん断スパン比が大きい領域でも斜めひびわれ発生後も 顕著な耐力の増加が認められる。
- (3) 既応のせん断耐力算定式¹⁾は、安全側に実験結果を評価できる結果となった。
- (4) SRC部材のせん断耐力をRC構造とサントイッチ構造の累加とした場合、サンドイッチ 構造部分のせん断スパン比の影響やせん断補強鋼板の抵抗機構について検討する必要がある と考えられる結果が得られた。

参考文献

- 1) 土木学会:コンクリート標準示方書(平成3年版)設計編,平成3年 鉄道総研報告, Vol.2, No.7, p.17~p.25, 1988.7.
- 2) たとえば 若林 實,南 宏一:コンクリート系構造部材のせん断強度について, 京大防災研究所年報第24号 B-1,p 245~277, 1981.4.
- 3) 二羽淳一郎,山田一宇,横沢和夫,岡村 甫:せん断補強鉄筋を用いないRC梁のせん断 強度式の再評価,土木学会論文集,第 372号/V-5, p.167~176, 1986.8.
- 4) 石橋忠良, 松田好史, 斉藤啓一: 少数本の杭を用いたフーチングのせん断設計について, 土木学会論文報告集, 第 337号, p.197~204, 1983.9.
- 5) 土木学会:コンクリートライブラリー73 鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案), p 11~14, p 51~59, 1992.7.