

せん断スパン比および支持条件の影響を考慮した 鉄骨鉄筋コンクリートはりのせん断耐力の評価方法

中田 裕喜* 渡辺 健* 田所 敏弥*
岡本 大* 池田 学**

Evaluation Method of Shear Capacity of Steel Reinforced Concrete Beam Considering Shear Span Effective Height Ratio and Support Condition

Yuki NAKATA Ken WATANABE Toshiya TADOKORO
Masaru OKAMOTO Manabu IKEDA

Some calculation equations of design shear capacity of the steel reinforced concrete (SRC) member with simple supported condition are shown in Design Standards for Railway Structures and Commentary (Steel-Concrete Hybrid Structures). However, there are some equations that are applicable to a certain member because applicable scope of these equations is not certain. In addition, support condition of the transverse beams of the railway viaduct is different from simple support because both its ends are fixed. In this study, applicable scope of the existing equations was clarified, and a calculation equation of shear capacity of the SRC beam under antisymmetric moment distribution was proposed.

キーワード：鉄骨鉄筋コンクリートはり，せん断耐力，せん断スパン比，支持条件，鉄骨比

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）¹⁾（以下，複合標準）においては，鉄骨鉄筋コンクリート（以下，SRC）棒部材の設計せん断耐力算定式が複数記載されている。これらは，単純支持されたSRCはりを対象に，せん断スパン a と有効高さ d の比 a/d がせん断耐力に及ぼす影響や，鉄筋コンクリート（以下，RC）ディーブビームの知見を考慮し，その都度定式化されてきた。しかしながら，特定の諸元のSRC部材に対して適用できる算定式が複数あり，適用範囲が必ずしも明確になっていない。

さらに，ラーメン高架橋の線路直角方向の地中はりや中層はりなどにおいては，その両端が固定されているため，現行の算定式が前提としている支持条件と異なる。また，このようなはりでは，ディーブビーム的な構造となる場合も少なくない。

そこで，本研究では，現行の単純支持を前提としたせん断耐力算定式に対し，鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）²⁾（以下，コンクリート標準）と整合をとりつつ， a/d に関する適用範囲を明確にした。さらに，両端が固定された，すなわち逆対称曲げを受け

る a/d の小さなSRCはりを中心とした載荷実験および三次元非線形有限要素解析を実施し， a/d の影響を考慮した簡易なせん断耐力算定式を提案した。

2. SRC棒部材の設計せん断耐力の適用性

複合標準において， a/d の影響を考慮しないSRC棒部材の設計せん断耐力算定式(1)が示されている。

$$\begin{aligned} V_{ydl} &= V_{cd1} + V_{wd1} + V_{sd} & (1) \\ V_{cd1} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (\gamma_b = 1.3) \\ V_{wd1} &= \{A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_r + \cos \theta_r) / s_r\} \cdot z / \gamma_b \quad (\gamma_b = 1.15) \\ V_{sd} &= f_{vyd} \cdot z_w \cdot t_w / \gamma_b \quad (\gamma_b = 1.15) \end{aligned}$$

ここに， $\beta_d = (1000/d)^{1/4} \leq 1.5$ ， $\beta_p = (100p_c)^{1/3} \leq 1.5$ ， $p_c = A_{rt} / (b_w \cdot d)$ ， $f_{vcd} = 0.20 f'_{cd}{}^{1/3}$ (N/mm²)， V_{cd1} ：せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力 (N)， V_{wd1} ：せん断補強鉄筋により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力， V_{sd} ：鉄筋部分により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力， d ：有効高さ (mm)， A_{rt} ：引張側鉄筋の断面積 (mm²)， b_w ：腹部の幅 (mm)， f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)， A_w ：区間 s_r におけるせん断補強鉄筋の総断面積 (mm²)， f_{wyd} ：せん断補強鉄筋の設計引張降伏強度， θ_r ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度， s_r ：せん断補強鉄筋の配置間隔， z ：圧縮応力の合力の作

* 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

特集：鋼とコンクリートの複合構造物の設計技術

用位置から引張鋼材の図心までの距離、 f_{vyd} ：鋼材の設計せん断降伏強度 (N/mm²)、 z_w ：鉄骨の腹部高さ、 t_w ：鉄骨の腹部厚さ、である。

式(1)は、支持条件や荷重条件、 a/d 等が不明な部材など、あらゆるSRC棒部材への適用を想定した算定式である。すなわち、種々の条件下において、安全側に評価される必要がある。

図1に、 V_{yd1} と既往の実験結果の比較を示す。実験結果は、単純支持されたSRCはり³⁾と、4章で示す両端が固定されたSRCはりの載荷実験⁴⁾で得られたものである。なお、土木学会複合構造標準示方書⁵⁾の知見を考慮し、 V_{wd1} および V_{sd} の γ_b は1.1としている。図より、せん断補強鉄筋比 $p_w = A_w/(b_w \cdot s_r) = 0.48\%$ においては、 V_{yd1} が実験結果を過大評価しているものが確認できる。

図2に、 $p_w = 0.48\%$ である供試体の、 V_{exp} (4.1節参照)時におけるせん断補強鉄筋のひずみ分布を示す。 V_{exp} において、せん断補強鉄筋が降伏ひずみに達していないため、せん断補強鉄筋の降伏を前提とした V_{wd1} の適用は望ましくないと考えられる。 V_{wd1} で考慮できる p_w の上限は、部材の諸元等により変化すると考えられるが⁶⁾、現状では多くの供試体で降伏が確認された $p_w = 0.22\%$ を上限とすれば安全側の評価ができると考えられる (図1)。

3. a/d の影響を考慮した単純支持SRCはりのせん断耐力評価方法

複合標準においては、単純支持されたSRCはりのせん断耐力算定法として、 a/d の影響を考慮した式(2)、(3)が示されている。

$$V_{yd2} = V_{cd2} + V_{wd1} + \alpha \cdot V_{sd} \quad (2)$$

$$V_{cd2} = f(a/d) \cdot f'_{cd}{}^{1/3} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (\gamma_b = 1.3)$$

$$f(a/d) = 0.20 (0.75 + 1.4d/a), \quad a/d \geq 2.5$$

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

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

$$1.0 \leq a/d \leq 3.5, \quad 2.0 \leq k \leq 7.0, \quad 0.6 \leq \alpha \leq 2.5^3)$$

$$V'_{dd1} = V_{dd1} + V_{sd}, \quad l/h < 2.0 \quad (\text{単純はり}) \quad (3)$$

$$V_{dd1} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (\gamma_b = 1.3)$$

ここに、 $\beta_a = 5/\{1+(a/d)^2\}$ 、 $f_{dd} = 0.19 f'_{cd}{}^{1/2}$ 、 a/d ：せん断スパン比、 k ：鉄骨比 ($= A_s / (b_w \cdot d) \times 100$) (%), A_s ：鉄骨の断面積、 l ：はりのスパン、 h ：はりの断面高さ、である。ただし、式(3)の V'_{dd1} は、ディーブビームの設計せん断耐力 V_{dd1} に、鉄骨部分により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力 V_{sd} を累加したものである¹⁾。また、本検討では、はりを対象として $\beta_n = 1.0$ としている。

式(3)の適用範囲は $l/h < 2.0$ (単純はり)であり、支持部前面から荷重点までの距離 a を $a=l/2$ とした場合、 $a/d < 1.0$ 程度と等価になる。すなわち、 a/d の小さい領域において、

式(2)、(3)のいずれもが適用可能ということになる。

ところで、式(2)の V_{cd2} ($0.5 \leq a/d \leq 2.5$) および式(3)は、平成4年刊行のコンクリート標準⁷⁾に示されたフーチングの実験による提案式⁸⁾およびディーブビームの設計せん断耐力と整合を取られたものである。しかし、平成16年改定のコンクリート標準²⁾において、それらはせん断補強鉄筋の効果を考慮したせん断圧縮破壊耐力式 V_{dd2} (式(4))⁹⁾に統一、修正された。

$$V_{dd2} = (\beta_d + \beta_w) \beta'_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b, \quad a/d < 2.0 \quad (\gamma_b = 1.2) \quad (4)$$

ここで、 $\beta_w = 4.2(100p_w)^{1/3} \cdot (a/d - 0.75) / f'_{cd}{}^{1/2}$ (ただし、 $\beta_w < 0$ となる場合は0とする)、 $\beta'_p = \{1 + (100p_c)^{1/2}\} / 2$ 、 p_w ：せん断補強鉄筋比 (ただし、 $p_w < 0.002$ となる場合は $p_w = 0$ とする)、である。

そこで、 $a/d < 2.0$ では V_{dd2} を用いることとし、単純支持されたSRCはりのせん断耐力 V_{yd3} は、式(5)とした。

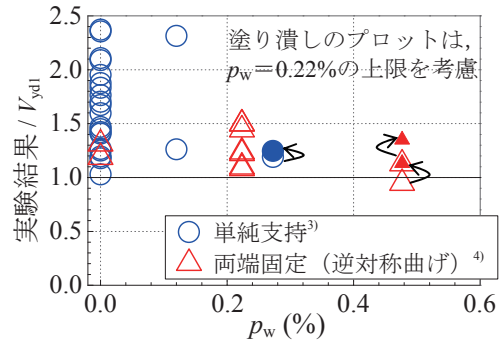


図1 V_{yd1} の精度の検証

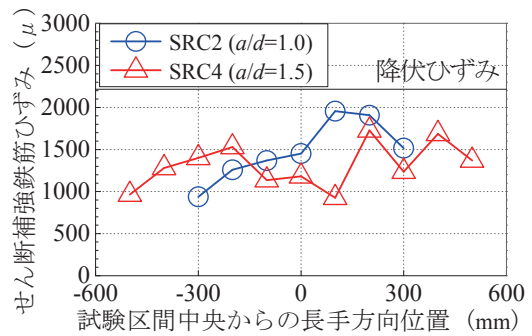


図2 せん断補強鉄筋ひずみ分布 ($p_w = 0.48\%$)

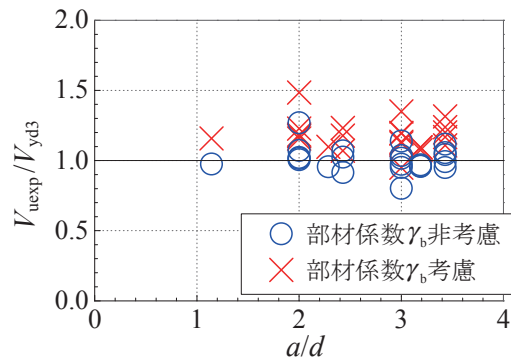


図3 V_{yd3} の精度の検証

表1 供試体一覧

試験体	b_w (mm)	a/d	f'_c (N/mm ²)	軸方向鉄筋		せん断補強鉄筋			鉄骨 ^{*1}		鋼材比 (%)	鉄骨 鉄筋比	V_{exp} (kN)								
				鉄筋径 (鉄筋比 %)	降伏強度 (N/mm ²)	鉄筋径 (間隔 mm)	鉄筋比 p_w (%)	降伏強度 (N/mm ²)	形状 ^{*2} (鉄骨比 %)	降伏強度 (N/mm ²)											
SRC1	300	1.0	25.6	D29 (3.81)	970	D10 (100)	0.48	379	244 × 175 × 7 × 11 (4.11)	334	7.92	1.08	509								
SRC2			24.5										629								
SRC3		1.5	27.4										463								
SRC4			28.1										532								
SRC5	400	1.0	34.4	D25 (2.25)	968	D10 (160)	0.22	387	250 × 250 × 9 × 14 (5.08)	332	7.33	2.26	747								
SRC6			250 × 113 × 9 × 14 ^{*3} (2.95)						912												
SRC7		1.5	29.0						664												
SRC8			66.4						920												
SRC9		2.5	36.5						D29 (2.86)				941	D10 (160)	0.22	392	250 × 250 × 9 × 14 (5.08)	323	7.93	1.78	590
SRC10			250 × 50 × 9 × 14 ^{*3} (1.97)														493				
SRC11			125 × 250 × 9 × 14 (4.37)														ウェブ:325 フランジ:286				6.63
SRC12		1.0	33.0						D25 (2.25)				972	993	353	353	250 × 250 × 3.2 × 12 (3.74)	ウェブ:391 フランジ:303	5.99	1.66	556
SRC13	1.5	35.2	463																		

*1 SRC11 ~ 13 はビルドアップ鋼, その他はロール材, *2 鉄骨高さ×フランジ幅×ウェブ厚×フランジ厚 (mm), *3 250 × 250 × 9 × 14mm のロール材のフランジを切断

$$V_{yd3} = V_{cd2} + V_{wd1} + \alpha \cdot V_{sd}, \quad 2.0 \leq a/d \leq 3.5 \quad (5)$$

$$= V_{cd2} + \alpha \cdot V_{sd}, \quad a/d < 2.0$$

$$V_{cd2} = 0.20(0.75 + 1.4d/a) \cdot f'_{cd}{}^{1/3} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot b_w \cdot d / \gamma_b (\gamma_b = 1.3)$$

なお, V_{wd1} および V_{sd} の γ_b は, 1.1 とした⁵⁾。図3に, V_{yd3} と単純支持下の荷重実験³⁾ で得られたせん断力の最大値 V_{exp} との比較を示す。 V_{yd3} は実験結果を評価できていることを確認した。なお, a/d が 3.5 を超える, または不明な場合は, 式(1)を用いればよい。

4. 両端固定 SRC はりのせん断耐力に関する検討

4.1 実験結果⁴⁾ の概説

表1に, 両端が固定され, 逆対称曲げを受ける SRC はり供試体の一覧を示す。SRC1 ~ 11 に関しては, 既に文献⁴⁾ にて報告している。SRC12, 13 は, SRC5, 7 に対して鉄骨ウェブ厚さのみ変えた供試体であり, 荷重方法等は SRC1 ~ 11 と同様である。

実験結果より特筆すべき点は, $p_w = 0.48\%$ であってもせん断補強鉄筋が降伏しなくなること(図2), 鉄骨やせん断補強鉄筋, 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こと⁴⁾, 鉄骨フランジ幅が小さいほど V_{exp} が増加すること(図4)等が挙げられる。なお, V_{exp} は, 鉄骨ウェブまたはフランジの降伏後の剛性が大きく低下した時点でのせん断力であり, せん断破壊する部材を線材にモデル化した場合, 曲げ降伏(Y点)より前の曲げ剛性を用いることが一般的であることを考慮したものである。本章では, 有限要素解析により実験結果を再現し, モデルの妥当性を確認した後, せん断耐荷機構を解析的に考察した。

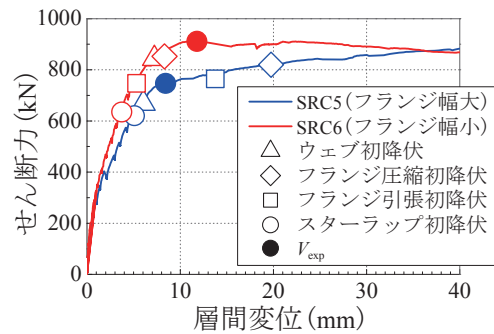


図4 せん断力-層間変位の関係

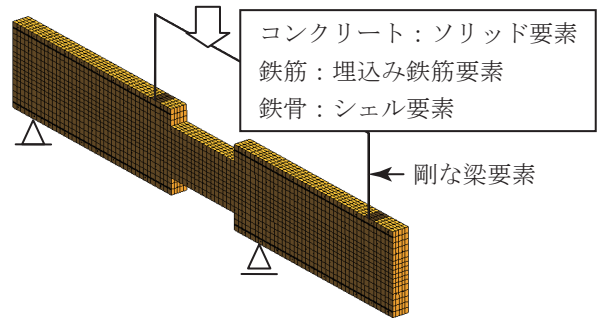


図5 解析モデル図 ($a/d=1.0$)

4.2 解析概要

汎用有限要素解析コード DIANA (Ver.9.4) を用いて, 三次元非線形解析を行った。図5に, 解析に用いたモデル形状図の例を示す。供試体の奥行き方向については, 対称性を考慮して 1/2 モデルとしている。用いた要素は図に示す通りである。ただし, 鉄骨とコンクリートの間にインターフェース要素を配置し, 鉄骨とコンクリートの付着をモデル化した。

コンクリートの材料モデルは, 全ひずみモデルとし, 圧縮側は軟化勾配を考慮した放物線モデル, 引張側は,

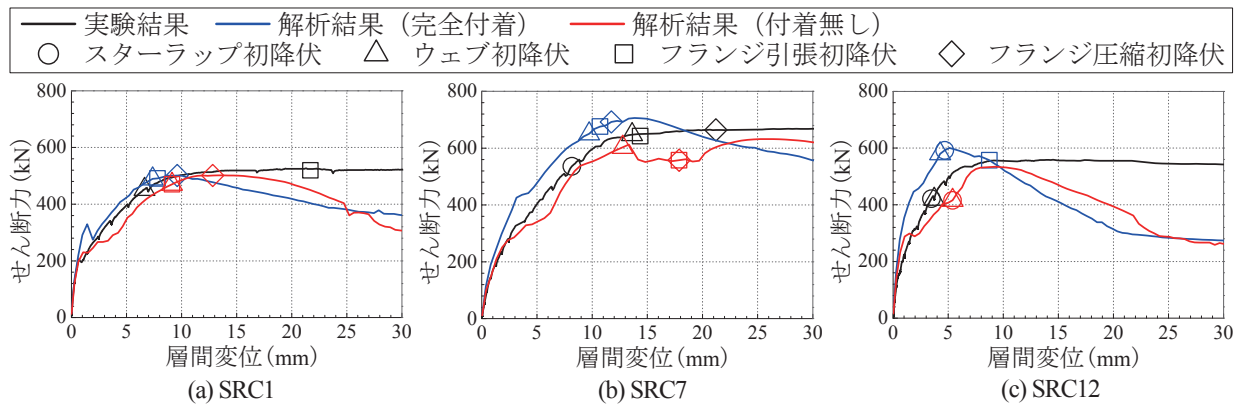


図6 せん断力-層間変位の関係（実験結果との比較）

表2 解析ケース

CASE	ベース供試体	鉄骨とコンクリートの付着	フランジ幅 (mm)	せん断スパン比			せん断補強鉄筋比 p_w (%)										鉄骨の腹厚さ t_w (mm)				
				1.0	1.5	2.0	0.00	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	3	6	9	12	15	
1	SRC1 ~ 4	付着無し	175	1.0	1.5	2.0	0.00	0.10	0.20	—	—	—	—	0.40	—	0.50	3	6	9	—	—
2		完全付着		1.0	1.5	2.0	0.00	0.10	0.20	—	—	—	0.40	—	0.50	3	6	9	—	—	
3	SRC5 ~ 8	付着無し	250	1.0	1.5	—	0.00	0.10	0.20	—	—	—	0.40	—	0.50	3	6	9	—	—	
4		完全付着		1.0	1.5	—	0.00	0.10	0.20	—	—	—	0.40	—	0.50	3	6	9	—	—	
5	SRC12, 13	付着無し	113	1.0	—	—	0.00	0.10	0.20	—	—	—	0.40	—	—	3	6	9	—	—	
6		完全付着		1.0	—	—	0.00	0.10	0.20	—	—	—	0.40	—	—	3	6	9	—	—	

Hordijk の軟化勾配を適用した tension softening モデルとした。破壊エネルギーについては、既往の研究¹⁰⁾およびコンクリート標準²⁾に従って算出した。

なお、供試体両側のスタブにおける載荷、支持点付近の要素は弾性体とし、そこでの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、ひび割れモデルについては、回転ひび割れモデルとした。

4.3 実験結果の再現解析

図6に、せん断力-層間変位関係の比較の例を示す。解析は、鉄骨とコンクリート間のインターフェイス要素を十分剛にしたケース（以下、完全付着）と、それに対し、インターフェイス要素のせん断方向の剛性のみ十分小さくしたケース（以下、付着無し）を示した。

初期剛性は、付着無しが実験結果と概ね一致した。その後、解析において、斜めひび割れや軸方向鉄筋、鉄骨フランジに沿った水平ひび割れの発生に伴い剛性が変化するが、完全付着における剛性変化点は実験結果を過大に評価した。一方、実験における斜めひび割れ等発生後の剛性、およびせん断力の最大値は、完全付着と付着無しの結果の間に位置する結果となった。実験における鉄骨とコンクリートの付着の程度は不明であるが、完全付着と付着無しの間位置するため、解析モデルは概ね妥当と判断した。

4.4 せん断耐荷機構の検討

4.4.1 パラメータ解析の概要

せん断耐荷機構や鋼材による補強効果を検討するため、本モデルを用いて鉄骨厚さ t_w やせん断補強鉄筋比

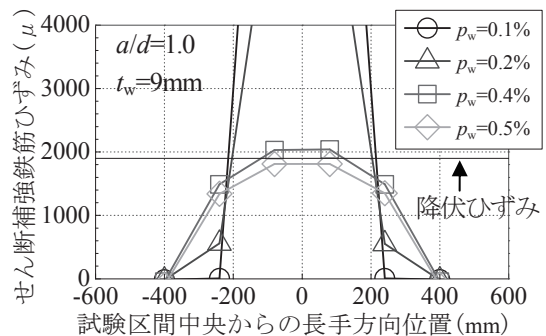


図7 せん断補強鉄筋ひずみ分布の例（CASE4）

p_w 、鉄骨とコンクリート間のインターフェイス要素の特性を変化させた解析を実施した。

表2に、解析ケースの一覧を示す。軸方向鉄筋は弾性で、ヤング率は $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とした。せん断補強鉄筋の降伏強度 f_{wy} は 380 N/mm^2 とし、ヤング率は $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とした。コンクリートの圧縮強度 f'_c は 27 N/mm^2 とし、引張強度とヤング率はコンクリート標準²⁾により算出される値とした。破壊エネルギーに関しては、圧縮側は 50 N/mm 、引張側は 0.10 N/mm とした。鉄骨の降伏強度は 300 N/mm^2 、ヤング率は $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とした。ただし、鉄骨フランジは弾性とした。

4.4.2 せん断補強鉄筋比 p_w の影響

図7に、解析で得られたせん断力の最大値 V_{uana} における、せん断補強鉄筋ひずみの分布例を示す。 p_w の増加に伴い、せん断補強鉄筋のひずみは小さくなり、 $p_w = 0.5\%$ においては降伏ひずみに達しない結果となった。また、このとき、試験区間両端のコンクリート圧縮

縁で最小主応力が卓越していることを確認した。これより、 p_w が大きくなるとコンクリートの損傷が先行するため、せん断補強鉄筋が降伏しなくなるものと考えられる。なお、他のケースにおいても、ひずみの分布形状に違いは見られるものの、 p_w の増加に伴い、せん断補強鉄筋のひずみは小さくなった。

図8に、 p_w と V_{uana} の関係の例を示す。いずれケースも、 $p_w=0.4 \sim 0.5\%$ 程度と比較的小さい領域でせん断補強鉄筋が降伏しなくなり、 p_w の増加に対する V_{uana} の増加割合が小さくなることがわかった。

4.4.3 フランジ幅の影響

図9に、 p_w と、フランジ幅のみ異なるCASE5と3またはCASE6と4の V_{uana} の比（以下、 V_{uana} の比）の関係を示す。いずれの比較に対しても、 p_w または t_w が小さい場合において、 V_{uana} の比が1以上となる傾向を示した。また、 p_w または t_w が大きくなるにつれ、 V_{uana} の比が小さくなった。

フランジ幅が小さい場合には、 p_w または t_w が増加すると鉄骨ウェブ端部の曲げ降伏が先行し、せん断降伏の領域が減少した。したがって、 p_w または t_w の増加に伴い V_{uana} の比が小さくなるのは、鋼材が負担するせん断力が増加することに加え、フランジ幅が小さいケースの、鉄骨部分により受け持たれるせん断耐力が低下することが一因と考えられる。なお、鉄骨端部の曲げ降伏に起因するこの傾向は、実験（SRC9, 10の比較）においても確認している⁴⁾。

図10に、 V_{uana} 時のコンクリートの最小主応力分布の例を示す。奥行き方向の要素ごとに分割（8分割）して表示した。フランジ幅を小さくすることにより、すべての層で最小主応力の大きさおよび分布幅が大きくなる。特にフランジより側面側の層（1～6層）の最小主応力の大きさおよび分布幅が大きいため、フランジ幅が小さいほうがより大きな荷重を伝達し、 V_{uana} が増加したものと考えられる。

5. a/d の影響を考慮した両端固定SRCはりのせん断耐力算定式の提案

実験および解析の検討を踏まえ、 a/d の小さい領域を対象に、両端固定SRCはりのせん断耐力算定式を提案する。実務を考慮した場合、設計式は他条件と連続し、かつ簡易であることが望ましい。そこで、式(6)に示す、両端固定RCはりのせん断耐力式 V_{yd4} ¹¹⁾をベースに、鉄骨の効果を考慮することとした。

$$\begin{aligned}
 V_{yd4} &= V_{cd3} + V_{wd2}, \quad a/d < 2.0 & (6) \\
 V_{cd3} &= \{-0.75 + 4.0/(a/d)\} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vc} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (\gamma_b = 1.3) \\
 V_{wd2} &= p_w \cdot f_{wyd} \cdot b \cdot z \cdot \cot\theta / \gamma_b \quad (\gamma_b = 1.1) \\
 \cot\theta &= \{0.44 \times (a/d) - 0.35 p_w + 0.58\} < 1.0
 \end{aligned}$$

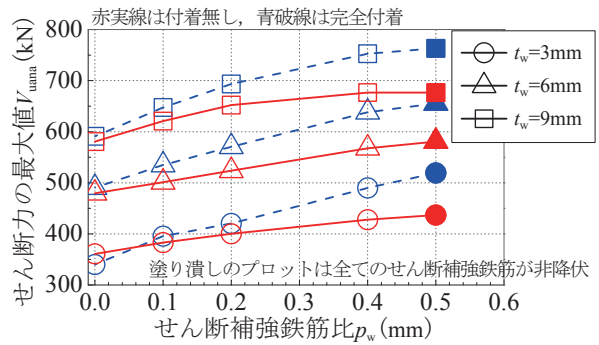


図8 p_w が V_{uana} に及ぼす影響 (CASE3, 4) ($a/d=1.0$)

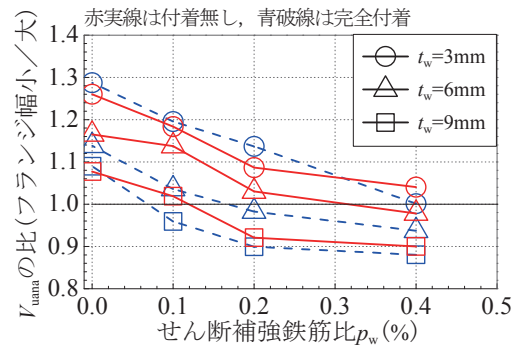


図9 フランジ幅が V_{uana} に及ぼす影響 (CASE3～6)

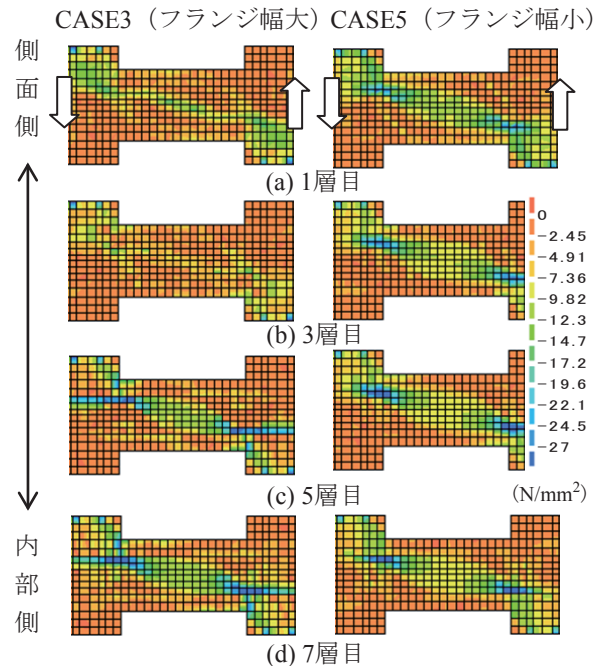


図10 コンクリートの最小主応力分布 (CASE3, 5 $a/d=1.0$, $p_w=0.1\%$, $t_w=6mm$)

4章の検討から、 V_{wd2} で考慮できる $p_w(\%)$ の上限は0.22%とする。また、実験において、 a/d が小さい場合には鉄骨ウェブのせん断降伏が確認できたことから⁴⁾、鉄骨部分により受け持たれるせん断耐力は V_{sd} とする。

図11に、 V_{exp} (SRC1～7, 11～13) から p_w の上限を考慮した V_{wd2} ($\gamma_b = 1.0$) および V_{sd} ($\gamma_b = 1.0$) を減じたものと、 V_{cd3} を比較したものを示す。なお、鉄骨に

特集：鋼とコンクリートの複合構造物の設計技術

よる補強効果の相互作用と鉄骨フランジ幅の影響を表わす包括的な指標として、鉄骨比 $k(\%)$ を選定した。

図より、 $(V_{exp} - V_{wd2} - V_{sd})/V_{cd3}$ は、 k と相関があることがわかる。そこで、鋼材以外により受け持たれるせん断耐力 V_{cd4} は、 V_{cd3} に図 11 を直線回帰して得られた補正項 $(1 - 0.11k)$ を乗じた式 (7) とした。なお、 $k = 0$ のときに、補正項が 1 となるように直線回帰した。

$$V_{cd4} = (1 - 0.11k) \cdot \{-0.75 + 4.0/(a/d)\} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vc} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (7)$$

$(\gamma_b = 1.3)$

ただし、 $3.0 \leq k \leq 5.1$ である。以上より、両端固定 SRC はりのせん断耐力算定式 V_{yd5} は式 (8) となる。

$$V_{yd5} = V_{cd4} + V_{wd2} + V_{sd}, \quad a/d < 2.0 \quad (8)$$

ただし、 V_{wd2} において、 $p_w > 0.22(\%)$ となる場合には、 $p_w = 0.22(\%)$ とする。

図 12 に、 V_{yd5} と V_{exp} の比較を示す。 V_{yd5} は実験結果を精度よく評価でき、かつ、 γ_b を考慮することによって、すべての実験結果が安全側に評価できることを確認した。なお、 $a/d \geq 2.0$ となる場合には、式 (1) を用いるのがよい。

6. 結論

- (1) 単純支持された SRC はりに関して、コンクリート標準と整合を取りつつ、適用に関する整理を行い、 a/d の影響を考慮した単純支持 SRC はりのせん断耐力評価方法を示した。
- (2) 両端が固定された SRC はりに関して、 $p_w = 0.4 \sim 0.5\%$ 程度を超えるとコンクリートの損傷が先行し、せん断補強鉄筋が降伏しなくなるため、せん断補強鉄筋のせん断耐力に対する貢献には上限があることがわかった。
- (3) 鉄骨フランジより側面のコンクリートは、内部のコンクリートに比して最小主応力およびその分布が大きいので、フランジ幅が小さくなるとせん断耐力が増加することがわかった。
- (4) 以上を踏まえ、 a/d の影響を考慮した両端固定 SRC はりの簡易なせん断耐力算定式を提案した。

謝 辞

本稿の内容は、「複合構造物設計標準に関する委員会」において審議頂いた。審議にあたられた上田多門委員長(北海道大学教授) および中島章典幹事長(宇都宮大学教授)をはじめ委員・幹事等の関係者各位のご尽力に対して、ここに謝意を表する。

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

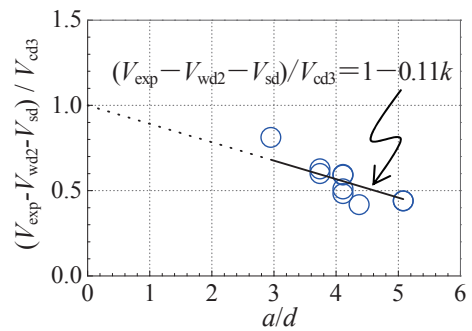


図 11 鋼材以外により受け持たれるせん断耐力の比較

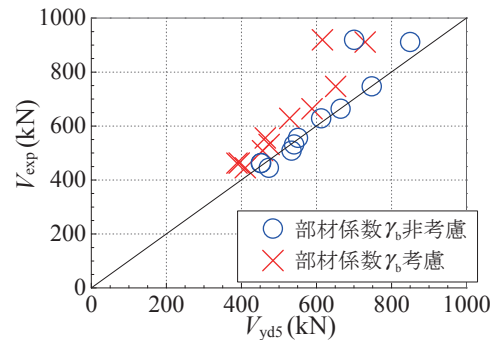


図 12 提案したせん断耐力算定式 V_{yd4} の精度

とコンクリートの複合構造物), 丸善, 2002

- 2) 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
- 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
- 4) 中田裕喜, 渡辺健, 谷村幸裕, 田所敏弥, 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評価, 鉄道総研報告, Vol.26, No.11, 2012
- 5) 土木学会：2009年制定 複合構造標準設計方書, 2009.12
- 6) 坂口淳一, 土屋智史, 渡邊忠朋, 齊藤成彦, 牧剛史：せん断補強鉄筋を多量に配置した RC 梁部材のせん断破壊耐力に関する検討, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.69, No.2, pp.192-206, 2013
- 7) 鉄道総合技術研究所編：SI 単位版 鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物), 丸善, 1999
- 8) 石橋忠良, 松田好史, 齊藤啓一：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, pp.197-204, 1983
- 9) 谷村幸裕, 佐藤勉：スターラップを用いたディーブビームのせん断耐力評価, 鉄道総研報告, Vol.18, No.1, 2004
- 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
- 11) 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