部材の途中まで鉄骨が存在するコンクリート系複合部材の終局耐力

ULTIMATE STRENGTH OF MIXED MEMBER WITH REINFORCED CONCRETE AND STEEL PARTIALLY EXISTING IN THE SPAN

鈴木 英之*, 西原 寛**, 松崎 育弘***

Hideyuki SUZUKI, Hiroshi NISHIHARA and Yasuhiro MATSUZAKI

This paper discusses about the method of evaluation for strength of the member which composed of SRC at one side or both sides and RC in other section. The experiment of column where steel existed on the way of the height of column was carried out. As a result, the shear strength of the columns with the internal steel was lower than that of column without steel. Regard to such member, the methods of calculation for the flexural strength and the shear strength were proposed. Therefore it became to possible to evaluation for ultimate strength correspond with the destruction type.

Keywords : reinforced concrete, steel reinforced concrete, mixed structure, shear strength, flexural strength

鉄筋コンクリート, 鉄骨鉄筋コンクリート, 複合構造, せん断終局耐力, 曲げ終局耐力

1. はじめに

筆者らは、部材の途中まで鉄骨が存在するコンクリート系複合部材に着目し、部材の途中で切断されている鉄骨と周囲の鉄筋コンクリート(以下RC)部分の相互関係について一連の研究を実施してきた2)~4)。その中で、材端部が鉄骨鉄筋コンクリート(以下SRC)造、中央部がRC造で構成される複合構造梁の実験結果より、鉄骨が材軸方向で不連続な状態でも鉄骨に定着治具を設けることによって材端部のSRC断面において一般化累加強度を超える曲げ終局耐力を発揮すること2)を明らかにした。また、柱脚部がSRC造、柱頭部がRC造で構成される柱部材を想定し、柱脚部から延びる鉄骨の長さを変動要因とした実験の結果より、部材の途中まで存在する鉄骨によって部材のせん断抵抗機構が変化し、鉄骨の長さによって鉄骨が無いRC造区間のせん断終局耐力が変化すること3)を明らかにした。さらに、RC部分から鉄骨への応力伝達機構を想定し、RC部分に形成されるアーチ機構に伴うコンクリート圧縮変位が鉄骨の切断位置付近で折れ曲がるモデルを提案した4)。それまでに部材の途中まで鉄骨が存在する部材のせん断耐力の評価に関する研究は皆無であったが、筆者らは同文献において、内蔵された鉄骨によってRC部分のせん断終局耐力が増加する要因と低下する要因があることを指摘し、そのせん断抵抗機構に基づいたRC部分のせん断終局耐力の評価方法

を提案した。

図1に本論で対象とする部材の例を示す。このような部材は梁および柱の両方で使用されることが考えられ、片側の端部にだけ鉄骨が存在する場合と両側に存在する場合がある。このように形状や応

図1 本論で対象とする部材の例

本論文の一部は参考文献1)にて発表している。

* 安藤建設技術研究所 博士(工学)

** 安藤建設技術研究所

*** 東京理科大学工学部建築学科 教授・工博

Ando Corporation Research Center, Dr. Eng.

Ando Corporation Research Center

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Science Univ. of Tokyo,
Dr. Eng.

力状態が異なる部材に対して、統括的な耐力の評価法を確立することは、今後多様化すると考えられる構造形式の複合化に対して、不可欠である。

図1に示す部材において、曲げモーメントが存在する位置で鉄骨が切断されている場合は、その鉄骨に代わって曲げ応力を負担するための曲げ補強筋が必要となる。鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針(案)・同解説³⁾(以下SRC造配筋指針案)によると、鉄骨が切断されている位置近傍に生じる曲げモーメントに対する断面の曲げ耐力の割合(以下、曲げ補強率)を110%程度とすれば強度的には十分であるとされている。また、同様な切り替え部の補強に関する研究として、文献6)では材端部の曲げ終局耐力時に切り替え部の曲げ補強率を120%、文献7)では同じく140%とすることで安定した履歴性能が得られると報告されている。これらの数値は、いずれも実験結果から導かれたものであり、理論的な裏付けが不十分である。

SRC造からRC造へ構造形式が切り替わる柱部材を対象とした既往の研究としては、木村らが、試験区間に埋め込まれる鉄骨の長さを変化させた実験を行っており⁸⁾、鉄骨の埋め込み長さによってSRC断面の曲げ耐力が単純累加強度と一般化累加強度の間で変化すると報告している。また、西村らは、曲げ破壊が先行する柱試験体において、内蔵される鉄骨の長さ、鉄骨断面および帯筋比を変動要因とした実験を行っているが⁹⁾、断面の曲げ耐力やせん断耐力に関する検討はされていない。

本論では、部材の途中まで鉄骨が存在するコンクリート系部材に関する既報^{2)~4)}の実験結果と、新たに実施した柱脚部SRC造柱頭部RC造柱の実験結果を基に、それぞれの破壊性状に対応した終局耐力を統括的に評価する手法を提案する。せん断終局耐力に関しては既報⁴⁾で提案しているが、一般的な部材の評価には式の構成が複

雑であった。そこで、本論では鉄骨が途中まで存在するコンクリート系部材のせん断終局耐力を、より一般的な形で評価するために、いくつかの条件を簡略化した実用せん断終局耐力式を提案する。

また、併せて部材の途中で不連続となっている鉄骨を含んだSRC断面の曲げ終局耐力、および鉄骨が切断されている断面の曲げ終局耐力の評価法を示す。つまり、本論では図1中の区間aのせん断終局耐力、および断面a,bにおける曲げ終局耐力の評価法を提案する。SRC造の区間のせん断終局耐力、および主筋の付着割裂強度等は従来の計算法によって評価できるとして本論では言及しない。

2. 部材の途中まで鉄骨が存在する部材の構造実験

2.1 試験体

表1に端部SRC造中央部RC造梁実験、表2に柱脚部SRC造柱頭部RC造の柱実験の試験体一覧、また図2にこれらの試験体の形状図の一例を示す。このうち、試験体No.1~8については既報²⁾に、試験体No.9~12については既報³⁾および4)にて実験結果を報告している。

端部SRC造中央部RC造の梁の実験では、主に部材の曲げ降伏が先行する試験体を用いてその構造性能を報告した。梁試験体に与えた主な変動要因は、鉄骨が切断されている箇所の曲げ補強筋として配された添え筋の形状とその定着方法、鉄骨のスタッドコネクタの有無、肋筋比、および試験体の断面形状とした。

一方、表2に示した試験体は建物の中間階で構造形式がSRC造からRC造へと切り替わる階の柱を想定している。このうち、No.9~16はRC造区間のせん断破壊が先行するように計画された試験体であり、No.9~12は、柱脚部から延びる鉄骨の長さを変動要因とし、内蔵される鉄骨の長さが部材のせん断耐力に与える影響を調べた。No.13~16は定着される鉄骨の長さを、すべて柱の内法スパン長の

表1 試験体および実験結果一覧(端部SRC中央RC梁実験)

No. 試験体	断面形状 bxD (mm)	せん断 スパン比	主筋 (SD345)	鉄骨 (SS400)	肋筋 (SD295A)		添え筋 (SD345)			スラット コナリ	コンクリート σ _B (N/mm ²)	最大耐力 eQ _{max} (kN)	破壊状況			
					切替部	その他	形状	種類	定着法							
1 P-ST	320×400	2.5	2-D22	H-200・130 ・8・12 鉄骨長 sL=500mm (両材端)	2-D6	2-D6	直筋	——	有	有	29.1	237 (10.1)	f-yield→shear			
2 X-N					p _w =	p _w =					X形筋	2-D22	フラッシュ溶接	29.1	238 (12.7)	f-yield→shear
3 X-ST					0.32%	0.16%								29.1	250 (15.8)	f-yield→shear
4 X-WE					2-D6 p _w =	2-D6 p _w =	直筋	2-D22	プレート定着	有	29.1	292 (50.2)	f-yield			
5 P-PL											23.7	265 (20.2)	f-yield→bond			
6 X-PL											23.7	271 (30.3)	f-yield→anchor			
7 XT-WE	スラブ幅 600 (mm)	3.3	2-D16	H-125・100 ・6・5・9	2-D6 p _w =	2-D6 p _w =	X形筋	2-D16	プレート定着	無	23.7	329 (50.2)	f-yield			
8 X33-PL	255×300										23.7	104 (50.3)	f-yield			

○端部SRC中央部RC梁の試験体名

P-ST X33-PL

①添え筋形状 P:直筋、X:X形筋 ③試験体形状 33:a/D=3.3 T:T形梁

○最大耐力欄の( )内は相対変形角($\times 10^{-3}$ rad.) ① ② ③ ④ ⑤ ②添え筋定着方法他 ST:スラットコナリ、PL:プレート定着、WE:フラッシュに溶接、N:未処理

○破壊状況: f-yield:部材の曲げ降伏, shear:RC部せん断破壊, bond:中央RC部付着割裂破壊, anchor:添え筋定着部破壊

表2 試験体および実験結果一覧(柱脚部SRC柱頭部RC柱実験)

No. 試験体	柱脚側		柱頭側		鉄骨 (SS400)			軸力 比	コンクリート σ _{CB} (N/mm ²)	最大耐力 eQ _{max} (kN)	破壊状況	備考	
	主筋	帯筋	主筋	帯筋	種類	定着長	定着金物						
9 S3-00	8-D19 (SD685) p _{g0} = 1.44%	2-D10 (SD295A) p _{w0} = 0.30%	8-D19 (SD685) p _{g1} = 1.44%	2-D10 (SD295A) p _{w1} = 0.30%	H200・204 ・12・12	0 (mm)	——	0.15	25.9	431 (9.3)	shear	*1 CF3-60は300g/㎡の炭素繊維シートを一層巻き (p _f =0.084%) *2 厚さ9mmの鋼板 *3 上下フランジに13φL=50のスタッドコネクタを各12本溶接 *4 上下フランジに13φL=50のスタッドコネクタを各7本溶接	
10 S3-30						300			25.9	401 (6.1)	shear		
11 S3-60						600			25.9	400 (8.4)	shear		
12 S3-90						900			25.9	446 (9.7)	shear		
13 CF3-60*1						600			27.1	673 (32.2)	shear		
14 T3-PL	4-D19 (SD685) p _{g0} = 0.72%	2-D10 (SD295A) p _{w0} = 0.30%	8-D19 (SD685) p _{g1} = 1.44%	2-D10 (SD295A) p _{w1} = 0.6%	H200・100 ・5・5・8	600	スチフナ*2	0	26.0	384 (8.3)	shear		
15 T6-PL							スタッドA*3		26.0	503 (10.1)	shear		
16 T6-SD	4-D19 (SD345) p _{g0} = 0.72%	2-D10 (SD295A) p _{w0} = 0.30%	8-D19 (SD345) p _{g1} = 1.44%	2-D10 (SD295A) p _{w1} = 0.60%			スタッドA		26.0	520 (9.8)	shear		f-yield→shear
17 M6-PL							スタッドB		26.0	448 (18.8)	f-yield		
18 M6-PL0							スタッドB		26.0	309 (20.1)	f-yield		
19 M6-SD0							スタッドB*4		26.0	311 (20.0)	f-yield		

○柱脚部SRC柱頭部RC造の試験体名 S3-30 T3-PL M6-SD0 ①シリーズ S,T:せん断破壊型 M:曲げ降伏型 CF:CFシート補強

②柱頭側RC部せん断補強筋比 3:0.3% 6:0.6%

③試験区間に埋め込まれた鉄骨長 (cm) ④鉄骨の定着方式 PL:スチフナ SD:スタッドコネクタ ⑤軸力比 0:軸力無し 無印:0.15

表3 鉄筋、鉄骨および炭素繊維シートの材料試験結果

	種類	試験体No.	使用箇所	σ_y (N/mm ²)	sE (kN/mm ²)
端部 SRC	D22A	No. 4	主筋・添え筋	393	196
	D22B	No. 1~3, 5~7	主筋・添え筋	366	194
	D16	No. 8	主筋・添え筋	393	193
	PL12A	No. 1~4	H-200・130・8・12	274	207
中央 RC	PL12B	No. 5~7	H-200・130・8・12	318	208
	PL9	No. 8	H-125・100・6・5・9	287	209
梁	D6	No. 1~8	肋筋・スラブ筋	433	189
	種類	試験体No.	使用箇所	σ_y (N/mm ²)	sE (kN/mm ²)
柱脚 SRC	D19A(SD685)	No. 13~16	主筋	755*1	200
	D19B(SD345)	No. 17~19	主筋	382	190
	D10	No. 13~19	帯筋	363	181
	PL12	No. 13~16	H-200・204・12・12	228	209
柱頭 RC	PL8	No. 17~19	H-200・100・5・5・8	309	206
	CFシート	No. 13	外周補強	287*2*3	209*3

σ_y :降伏強度, E :弾性係数 *1 0.2%offset *2 引張強度
*3 カタログ値 鉄骨の試験片はフランジより採取。

試験体の寸法，モーメント，せん断力の関係(R:層間変形角)

(cm)	a	b	M ₁	M ₂	Q
梁	125	200	-88P ₁ +37P ₂	37P ₁ -88P ₂	-0.255 (P ₁ +P ₂)
柱	80	120	-55P ₁ +25P ₂ +60N·R	25P ₁ -55P ₂ +60N·R	-0.25 (P ₁ +P ₂)+N·R

图3 加力图

である。ここで、試験体名に「PL」が付くものは鉄骨にスチフナ、
「SD」が付くものはフランジにスタッドコネクタを設けた。

No.17～19は、曲げ降伏先行型試験体であり、No.18と19は軸力比が0である。これらの試験体は反曲点がスパン中央よりも若干柱頭側に位置するが、降伏ヒンジは両材端部に形成されるように計画した。CF3-60とT3-PLは試験区間全長に渡って帯筋比(p_w)を0.3%とし、他のNo.15～19はRC造の区間のみ $p_w=0.6\%$ とした。CF3-60はNo.11のS3-60と鉄骨および配筋が同じ試験体を炭素繊維シート(以下CFシート)でせん断補強した試験体であり、目付量が 300g/m^2 のCFシートを試験区間全体に一層巻きした。

表3に使用材料の試験結果を示す。なお、各試験体のコンクリート圧縮強度($c\sigma_B$)は表1および表2中に示した。

図3に加力図を示す。柱試験体のNo.9～No.17は軸力比を0.15とし、他の試験体は軸力比を0とした。加力は、所定の軸方向応力度を保持させた状態で、試験区間の両側の加力スタブに取り付けた押し引き油圧ジャッキによって、左右の加力スタブの絶対変位量が逆対称となるように制御し、正負交番繰返し載荷とした。

2.2 実験結果

本論では部材の終局耐力に主眼をおいているため、ここでは主に、破壊性状と終局耐力について報告する。また、試験体No.1～12の実験結果についての詳細は既報2)～4)を参照されたい。

2.2.1 端部SRC造中央部RC造梁

No.1～8の実験結果より、中央RC部分に配する添え筋をX形筋とし、その鉄筋端部をSRC造区間へ確実に定着することによって、材端部において一般化累加強度を上回る曲げ耐力を発揮し、大変形時まで安定した履歴性状が得られることが確認された。一方で、添え筋の定着が不完全だった試験体、および添え筋を平行配筋とした試験体は、部材の曲げ降伏後にRC造区間のせん断破壊、または付着割裂破壊が発生し、耐力が低下した。

図6に、せん断破壊した試験体の最大耐力実験値を計算値で除した比較値を示す。ここで、せん断終局耐力計算値は終局強度指針式A法で算出し、鉄骨の影響は考慮していない。また、CF3-60はせん断耐力時に計測されたCFシートの歪みが最大で1%程度であったことを考慮し、せん断終局耐力はCFシートの有効応力度を1%ひずみ

3. 部材の終局耐力の算定

既報4)では、部材の一端から鉄骨が延びている部材を対象に、アーチ機構に伴うコンクリート圧縮束から鉄骨への応力伝達機構を想定し、材端部における鉄骨の負担モーメントに応じて、RC区間のコンクリート圧縮束の角度が変化するモデルを提案した(図7)。このモデルでは、鉄骨フランジの幅内で直接鉄骨に支圧応力として作用する機構と、伝達筋(せん断補強筋の一部)を介し、鉄骨に伝達される機構が成立するとしている。ここで、支圧応力が鉄骨に作用する範囲はSRC造配筋指針案⁵⁾を参考にし $\alpha \cdot L$ ($\alpha=1/3$)とした。

NII-Electronic Library Service

よって sL が定まることはない。本論の提案では sL を式(1)に定める条件の下で、図8に示した鉄骨切断位置におけるコンクリート圧縮束の中心の位置を表す X を $D/4$ とし、せん断終局耐力算定式の簡略化を図るものである。

$$sL' = \min\{sL \cdot (1 - \alpha/2), \frac{1}{2} \cdot L\} \quad (\text{mm}) \quad (1)$$

ここで、 sL ：材端部から鉄骨切断位置までの鉄骨長さ(mm)，
 α ：支圧応力が作用する区間長さの鉄骨長さに対する比(=1/3⁵⁾)， L ：部材の内法長さ(mm)である。

図9に X が $D/4$ の時の模式図を示す。この時、コンクリート圧縮束から鉄骨フランジへ直接作用する部材せい方向の支圧応力(dP_i)によって材端部に生じる曲げモーメント(dM_i)、および柱頭側のRC部分におけるコンクリート圧縮束が材軸方向となす角度(θ_1)は、それぞれ式(2)および式(3)で表される。

$$dM_i = (D + \alpha \cdot sL \cdot \tan \theta_1 - 2 \cdot fD) \cdot \frac{aQ_1 \cdot b_i}{D \cdot b} \cdot sL' \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (2)$$

$$\tan \theta_1 = \sqrt{\left(\frac{L - sL'}{D}\right)^2 + 1} - \frac{L - sL'}{D} \quad (3)$$

$$aQ_1 = \tan \theta_1 \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot c\sigma_B / 2 \quad (\text{N}) \quad (4)$$

$$\beta = \frac{(1 + \cot^2 \phi) \cdot p_w \cdot w\sigma_y}{\nu \cdot c\sigma_B} \quad (5)$$

$$\nu = 0.7 - c\sigma_B / 196 \quad (6)$$

ここで、 D ：部材せい(mm)， fD ：鉄骨フランジの部材せい方向の被り厚(mm)， aQ_1 ：アーチ機構負担せん断耐力(N)， b_i ：内ア

a. 柱脚側SRC造柱頭側RC造の柱

b. 端部SRC造中央部RC造の梁

図9 アーチ機構の圧縮束から鉄骨への伝達機構 ($X=D/4$)

ーチ機構に伴う圧縮束の幅(=鉄骨フランジ幅：mm)， b ：部材幅(mm)， β ：コンクリート圧縮力のトラス機構の負担比率， ν ：コンクリート圧縮強度の有効係数， $c\sigma_B$ ：コンクリート圧縮強度(N/mm²)， ϕ ：トラス機構に伴う圧縮束の材軸に対する角度(rad.)， p_w ：RC部分のせん断補強筋比， $w\sigma_y$ ：伝達筋*1(せん断補強筋)の降伏強度(N/mm²)である。

(*1：伝達筋とは、鉄骨切断位置付近でRC部と鉄骨間の応力伝達に寄与するせん断補強筋のこと)

すなわち、鉄骨の有効長さを式(1)で定め、その条件の下で式(2)および式(3)から、アーチ機構に伴うコンクリート圧縮束から鉄骨へ伝達される曲げモーメントとその圧縮束の角度を算出し、以下、既報4)に示した方法によって、RC部分のせん断終局耐力が得られる。この計算方法を実用せん断終局耐力式として提案し、式(7)に示す。なお、式を導く過程は既報4)を参照されたい。

$$cQ_{su} = \begin{cases} iQ_1 + aQ_1 \cdot \frac{cQ_{dc}}{aQ_1 + iQ_1} & (cQ_{dc} < aQ_1 + iQ_1) \\ iQ_1 + aQ_1 & (cQ_{dc} \geq aQ_1 + iQ_1) \end{cases} \quad (\text{N}) \quad (7)$$

$$iQ_1 = (b \cdot j_t \cdot \cot \phi \cdot p_w - \frac{wn \cdot wa}{2}) \cdot w\sigma_y \quad (\text{N}) \quad (8)$$

$$cQ_{dc} = \frac{c\sigma_t - \sigma_0 \cdot \sin^2 \theta}{2 \sin \theta \cdot \cos \theta} \cdot b \cdot D / \kappa \quad (\text{N}) \quad (9)$$

$$\theta = \min\{\tan^{-1}\left(\frac{j_t}{L - sL}\right), \frac{1}{2} \tan^{-1}\left(-\frac{2 \tau_p}{\sigma_0}\right)\} \quad (10)$$

$$\tau_p = \sqrt{c\sigma^2 - \sigma_0 \cdot c\sigma_t} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (11)$$

$$c\sigma_t = 0.313 \sqrt{c\sigma_B} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (12)$$

$$wn = \frac{sM - dM_i}{sL' \cdot wa \cdot w\sigma_y} \quad (13)$$

$$sM = \min(sM_p, sM_s) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (14)$$

$$sM_p = sZ_p \cdot s\sigma_y \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (15)$$

$$sM_s = sL'^2 \cdot \alpha \cdot (2 - \alpha) \cdot \left(ft \sqrt{\frac{c\sigma_B \cdot s\sigma_y}{2}} + c\sigma_B \cdot r \right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (16)$$

ここで、 cQ_{su} ：鉄骨が途中まで存在する部材のRC部分のせん断終局耐力(N)， cQ_{dc} ：斜張力状ひび割れ耐力(N)， iQ_1 ：トラス機構負担せん断耐力(N)， j_t ：主筋中心間距離(mm)， $c\sigma_t$ ：コンクリート引張強度(N/mm²)， σ_0 ：軸方向応力度(N/mm²)， θ ：仮想した斜張力状ひび割れが材軸となす角度(rad.)， κ ：形状係数(矩形断面：1.5)， wn ：鉄骨への応力伝達に使われる伝達筋の組数， wa ：一組の伝達筋(せん断補強筋)の断面積(mm²)， τ_p ：斜張力状ひび割れ発生時せん断応力度(N/mm²)， sM ：材端部において鉄骨が負担する曲げモーメント(N・mm)， dM_i ：鉄骨フランジに作用する支圧応力によって材端部に生じる曲げモーメント(N・mm)， sM_p ：鉄骨の全塑性モーメント(N・mm)， sM_s ：鉄骨フランジが受ける支圧応力の限界によって定まるモーメント(N・mm)， sZ_p ：塑性断面係数(mm³)， $s\sigma_y$ ：鉄骨降伏強度(N/mm²)， ft ：鉄骨のフランジ厚(mm)， r ：鉄骨のフィレット部の半径(mm)である。

以上は部材の片端だけに鉄骨が存在する場合であるが、このようにコンクリート圧縮束の位置を簡略化することによって、図9bに示したような部材の両端部に鉄骨が存在する場合についても、計算式の適用が可能となる。この場合は、式(10)中の sL を両材端部の鉄骨長の和、式(3)中の sL' を両材端部の有効鉄骨長の和とし、式(1)中の sL および sL' をそれぞれ片側だけの鉄骨長および有効鉄骨長とすることで、中央RC造区間のせん断終局耐力を算出できる。

3.2 材端部における曲げ終局耐力の評価法

既報²⁾では、鉄骨が部材の途中で切断されている場合においても、鉄骨切断位置の曲げ補強筋を十分に配し、かつ鉄骨に定着治具を設けることによって、鉄骨が材軸方向の引張力を負担し、一般化累加強度を上回る曲げ終局耐力が材端部で発揮されることが実験により明らかとなった。一般化累加強度法を用いた断面の曲げ耐力の算定は、鉄骨、鉄筋およびコンクリートの耐力線をもとに累加を行うため、内蔵される鉄骨が部材内部で不連続な場合は、断面の曲げ耐力が、鉄骨の負担可能な軸方向力によって制限される。

図1aに示した梁部材では、鉄骨表面とコンクリート間の付着強度を無視すると、材端部における鉄骨の引張力は、鉄骨に設けたスチフナあるいはスタッドコネクタ等によって、コンクリートへ伝達されると考えられる。つまり鉄骨が負担することが可能な軸方向力は式(17)より算出される。

$$sN = \min\{(sN_1 + sN_2), sN_3\} \quad (\text{N}) \quad (17)$$

$$sN_1 = 0.5 \cdot sdn \cdot sda \sqrt{c\sigma_B \cdot cE} \quad (\text{N}) \quad (18)$$

$$sN_2 = p\alpha \cdot c\sigma_B \quad (\text{N}) \quad (19)$$

$$sN_3 = s\alpha \cdot s\sigma_y \quad (\text{N}) \quad (20)$$

ここで、 sN_1 :スタッドコネクタのせん断耐力(N)、 sN_2 :スチフナの支圧耐力(N)、 sN_3 :鉄骨の降伏で定まる軸方向耐力、 sdn :スタッドコネクタの本数、 sda :スタッドコネクタの軸部断面積(mm²)、 $c\sigma_B$:コンクリート圧縮強度(N/mm²)、 cE :コンクリート弾性係数(N/mm²)、 $p\alpha$:スチフナ面積(mm²)、 $s\alpha$:鉄骨断面積(mm²)、 $s\sigma_y$:鉄骨降伏強度(N/mm²)である。

式(18)は各種合成構造設計指針・同解説¹⁰⁾によるスタッドコネクタのせん断耐力、式(19)は鉄骨に設けたスチフナのコンクリートに対する支圧耐力であり、これらの和を鉄骨の定着耐力としている。

図10に鉄骨の軸方向耐力をその定着耐力で制限し、一般化累加強度法によって算出したSRC断面のN-M相関曲線を示す。ここで計算に使用した断面は、T形断面のXT-WEの材端部と、柱試験体のM6-PLとM6-PL0の柱脚部である。これによると、部材に載荷される圧縮軸力が小さいところから引張軸力の範囲と圧縮軸力が極めて大きい範囲で、SRC断面の曲げ終局耐力が低下する領域がある。圧縮軸力が極めて大きい所は軸力比が約0.8以上であり、通常の部材では想定しない軸力比の領域であるが、圧縮軸力が小さい方の領域には、軸力比が零である梁部材が含まれる可能性がある。特にT形断面のXT-WEでは上端圧縮（スラブ圧縮）と下端圧縮（スラブ引張）でN-M相関曲線の形状が異なり、スラブ圧縮側の曲げモーメントを受ける場合に、曲げ終局耐力が低下する領域が大きくなっていた。一

図10 鉄骨の軸方向力を制限したSRC断面の一般化累加強度

方、軸力比が0.15であるM6-PLは、単純累加強度と一般化累加強度の耐力差がほとんどない領域であるため、鉄骨が負担可能な軸方向力による影響はみられなかった。

図11 鉄骨が途中で切断されている片持ち梁

3.3 SRC造からRC造への切り替え部の曲げ補強

図11に固定端側が鉄骨コンクリート(以下SC造)、自由端側がRC造の片持ち梁とそのモーメント図を示す。モーメント勾配の途中で鉄骨が切断されているときは、鉄骨が存在しない区間の曲げモーメントを負担するために、材軸方向の鉄筋が必要である。この鉄筋を添え筋と呼ぶ。鉄骨が曲げモーメントを負担し始める点をJ点とすると、J点でRC部の曲げモーメントが最も大きくなると予想される。J点を通る断面の曲げモーメント rcM_j は式(21)より算出される。

$$rcM_j = \frac{b}{a+b} \cdot scM \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (21)$$

ここで、 a : J点から固定端までの長さ(mm)、 b : J点から自由端までの長さ(mm)、 scM : 固定端側SC造断面の曲げモーメント(N・mm)である。

鉄骨に定着治具等を設けた場合、材端部の鉄骨はSC断面として曲げモーメントを負担するため、鉄骨の全塑性モーメントよりも曲げ終局耐力が大きくなる。この場合はSC断面としての曲げ終局耐力を一般化累加強度法等により算出し、それに応じて添え筋による曲げ補強筋を増やす必要がある。

既往の研究^{6),7)}では式(21)から算出される切り替え部の曲げモーメントに対して、ある余裕率を乗じて切り替え部に曲げ補強を施すことで、材端部に降伏ヒンジが形成されると報告されている。この余裕率には、材端部の鉄骨のひずみ硬化や降伏域の伸展による曲げ耐力の上昇などの影響も考慮されていると思われる。

一方で、切り替え部付近の添え筋に生じる応力に対して、添え筋がSC造の区間に確実に定着されることが重要である。それによって材軸方向の偶力による曲げモーメントの伝達が可能となり、J点を通る断面で負担していた曲げモーメントが固定端側のSC造部分に伝達される。

RC部からSC部への応力伝達機構は、材軸方向の添え筋等を介した偶力によるもの、伝達筋を介して鉄骨フランジに作用する材軸と直交方向の支圧応力によるもの、および図7aに示したアーチ機構に伴うコンクリート圧縮束から直接鉄骨フランジに作用するもの(dP_i)が考えられる。ここで、伝達筋による応力伝達を考えると、鉄骨切断位置付近に配される伝達筋はJ点の近傍に集中的に配される方が効果的である。しかし、施工上の理由からこの伝達筋をある範囲に分散させて配筋する方法が考えられ、SRC造配筋指針⁵⁾では、鉄骨フランジが支圧応力を受ける範囲から両側45度の範囲に含まれるせん断補強筋を伝達筋と考えるとしている。この時の切り替え部付

図12 伝達筋を介して鉄骨に作用する支圧応力とその釣り合い

近の力の釣り合いを図12に示す。

図11に示した梁において、材端部のSC部が負担する曲げモーメント(scM)のうち伝達筋を介して伝達される曲げモーメント(M_{tk})は、式(22)で表される。

$$M_{tk} = scM - rcM_f - dM_i \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (22)$$

ここで、 dM_i ：図9に示したアーチ圧縮束から直接鉄骨に作用する支圧応力(dP_i)によって伝達される曲げモーメント〔式(2)〕($\text{N} \cdot \text{mm}$)である。

必要な伝達筋の組数を算出する場合は、アーチ圧縮束によって伝達される曲げモーメント dM_i を無視して、その分をすべて伝達筋を介して伝達されるとしても良い。これは切り替え部の曲げ補強量を計算する上でも安全側の略算となる。また、添え筋を介した材軸方向の偶力による応力伝達が無い場合は式(22)の rcM_f は零となる。この時に必要とされる伝達筋の組数(wn)は、SRC造配筋指針案⁵⁾に示されている方法により算出される。つまり、伝達筋を介して鉄骨に作用する支圧応力がJ点に作用すると考えると、支圧応力 P_s 、およびその時に必要な伝達筋の組数 wn はそれぞれ式(23)、および式(24)から算出される。

$$P_s = \frac{M_{tk}}{sL \cdot (1 - \alpha/2)} \quad (\text{N}) \quad (23)$$

$$wn = \frac{P_s}{wa \cdot w\sigma_y} \quad (24)$$

図12において、引張側の添え筋と支圧応力を受けるフランジまでの長さを fd とする。また、端から n 番目の伝達筋が形成するコンクリート圧縮束が材軸方向となす角度(ϕ_n)は式(25)で表される。

$$\tan \phi_n = \frac{fd}{wL - 2(n-1) \cdot wx} \quad (25)$$

$$wx = \frac{wL}{wn - 1} \quad (\text{mm}) \quad (26)$$

ただし、 $|\tan \phi_n| \geq 1$ とする。

ここで、伝達筋の間隔(wx)は、 wn 組の伝達筋をJ点を中心とする wL の範囲に均等に配されているものとする。

前述の通り、フランジが支圧応力を受ける位置から左右45°の範囲のせん断補強筋を伝達筋として有効であると考え、 $\tan \phi_n$ は1以上とする必要がある。図12に示す釣り合いを成立させるためには、端から n 番目の伝達筋によって adT_n の引張応力が添え筋に生じる。 wL の区間に含まれる最端部からJ点までの伝達筋の引張応力と釣り合うために、添え筋に生じる引張応力の合計 $\sum adT_i$ は式(27)より

算出される。

$$\sum_{n=1}^k adT = \sum_{n=1}^k \left(\frac{wL - 2(n-1) \cdot wx}{2 \cdot fd} \right) \cdot wT \quad (\text{N}) \quad (27)$$

$$wT = wa \cdot w\sigma_y \quad (\text{N}) \quad (28)$$

$$k = \text{int}(wn/2) \quad (29)$$

ここで、 $\text{int}(X)$ ： X を超えない最大の整数を表す関数である。

$\sum adT_i$ によってJ点を通る断面に付加される曲げモーメントは $\sum adT \cdot fd$ である。よって図11において、材端部の曲げ終局耐力時に鉄骨切断位置のRC断面を曲げ降伏させないためには、式(30)を満たす添え筋を配する必要がある。

$$\eta \cdot \left(\frac{b}{a+b} \cdot scM + \sum adT \cdot fd \right) < 0.9 \cdot ada \cdot ad\sigma_y \cdot d \quad (30)$$

ここで、 η ：曲げ設計用余裕率(≥ 1)、 ada ：添え筋断面積(mm^2)、 $ad\sigma_y$ ：添え筋降伏強度(N/mm^2)、 d ：有効部材せい(mm)である。

式(30)の左辺は材端部の曲げ終局耐力時に鉄骨切断位置に生じる曲げモーメント、右辺はRC梁部材の曲げ終局耐力略算式¹⁾である。ここで、右辺の曲げ終局耐力の算定は他の計算方法によることも可能である。実際には、部材の全長に渡って主筋が通っているため、主筋による曲げ耐力の増加も考慮に入れる必要がある。

鉄骨を含んだ断面の曲げ終局耐力 scM_i は一般化累加強度法により算出することができるが、一般的に曲げ破壊するSRC部材の最大耐力は変形の増大と共に大きくなり、最大耐力を一般化累加強度法による計算値で除した値の平均は1.2~1.3となるとされている¹⁾。また、RC断面の曲げ耐力を表す右辺の式では同じく1.1~1.2程度になるとされている¹⁾。このようにRC造とSRC造では、断面の曲げ耐力を算定する計算式の安全率が異なるので、 η の値は1.1~1.2程度とすることが望ましい。

図13に端部SRC造中央部RC造梁の各試験体の実験経過を示す。部材の曲げ降伏後にせん断破壊した試験体、および添え筋が定着破壊した試験体では、その最大耐力の直後または直前に切り替え部を通る断面の主筋が降伏していた。これは肋筋の降伏、あるいは材軸方向の添え筋等を介した偶力による応力伝達機構の喪失等の原因により、応力伝達機構の均衡が変化し、その結果、切り替え部付近の主筋が降伏したものと推測される。一方で、最終加力時まで、耐力低下が生じなかったX-WEとX33-PLでは切り替え部付近の主筋は降伏しなかった。T形断面のXT-WEは、上端圧縮時にスラブコンクリートの影響でSRC断面としての材端モーメントが大きくなるため、切り替え部において主筋が降伏したと思われる。

切り替え部付近の添え筋および主筋は、材軸方向の応力伝達に関しても重要な役割を担っている。特に梁部材において、曲げ降伏後の靱性を確保するためには、材端部の曲げ耐力の増加や降伏域の

図13 端部SRC造中央部RC造梁の実験経過

伸展等を考慮して、鉄骨切断位置には余裕を持たせた曲げ補強を施す必要がある。

4. 最大耐力実験値と提案式計算値の比較

3.1節および3.2節に示した、部材の途中まで鉄骨が存在する部材における、RC部分のせん断終局耐力、およびSRC断面における曲げ終局耐力の計算法によって、表1および表2に示した一連の部材実験の結果を評価する。

図14は縦軸に最大耐力実験値を曲げ終局耐力時せん断力計算値で除した値、横軸にせん断終局耐力計算値を曲げ終局耐力時せん断力計算値で除したせん断余裕度を取り、各実験値をプロットしたものである。ここで、曲げ終局耐力時せん断力の計算値は両材端部の曲げ終局時モーメントを部材の内法スパン長で除した値とした。また、中央RC部にX形筋を使用している試験体においては、X形筋によるせん断補強効果は引張側となる鉄筋のみを算入し、その時に用いた鉄筋の有効引張応力度は、SRC部分に定着されている鉄筋の付着強度とプレート定着の定着強度の和から算定される応力度とし、X形筋の端部が鉄骨フランジに溶接されている場合は母材の降伏強度を有効引張応力度とした²⁾。

破壊状況別に見ると、曲げ降伏以前にせん断破壊した試験体は、いずれも計算値と良い対応をしており、最大耐力実験値をせん断耐力計算値で除した値は、1.14から1.25であった。また、曲げ破壊し最終加力時までほとんど耐力低下がなかった試験体は、最大耐力実験値を曲げ終局耐力時せん断力で除した値は、1.13～1.20であった。さらに、曲げ降伏後にせん断破壊した試験体は、せん断余裕度が0.98～1.17であった。

これらをグラフ上で見ると、実験要因による偏りやばらつきも見られず、3.1節に示した実用せん断終局耐力式によって算出されるせん断終局耐力計算値、および3.2節に示した鉄骨が負担可能な軸方向耐力によって制限される一般化累加強度法による曲げ終局耐力は、実験から得られた最大耐力を良く評価していた。また、計算から得られたせん断余裕度によって破壊形式の分類をすることが可能であった。

図14 部材の途中まで鉄骨が存在している梁および柱部材の曲げ終局耐力とせん断終局耐力の評価

5. 結論

部材の途中まで鉄骨が存在する部材を対象とした一連の実験を基に、構造形式が切り替わる箇所における応力伝達機構と部材の終局耐力に関する考察を行い、以下に示す知見を得た。

- (1)既報3)4)に引き続き、柱脚部から延びる鉄骨が柱高さの半分まで存在する柱の曲げせん断実験を行った結果、RC部分のせん断補強量を増加させた場合においても、せん断終局耐力が低下し、既往の計算式ではせん断終局耐力を危険側に評価する可能性があることが明らかとなった。この耐力低下は既報4)で指摘したように、内蔵される鉄骨によるせん断抵抗機構の変化に起因していると考えられる。
- (2)部材の途中まで鉄骨が存在するコンクリート系部材のRC部分のせん断終局耐力算定式として、鉄骨切断位置に作用するアーチ機構に伴うコンクリート圧縮束の位置を簡略化した計算式を提案した。この提案式による計算値は、一連の柱実験においてせん断破壊した試験体の最大耐力を、偏り無く安全側に評価した。
- (3)部材の途中で切断された鉄骨を含んだSRC断面の曲げ終局耐力は、その鉄骨の定着耐力を考慮した一般化累加強度で安全側に評価することができた。本論で提案したRC部分のせん断終局耐力算定式と併せることによって、本研究で実施した試験体の最大耐力を推定し、破壊モードを分類することが可能であった。
- (4)SRC造からRC造へと切り替わる箇所において、材軸と直交方向に配された伝達筋を介して応力伝達機構が形成されるとき、鉄骨切断位置に配される材軸方向の添え筋には、鉄骨切断位置の曲げモーメントの分担の他に、材軸方向の引張応力が付加されることを指摘し、その評価法を提案した。

謝辞

本研究をまとめるにあたり、福山大学工学部南宏一教授に貴重な御助言を賜りました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1)鈴木英之、西原 寛、松崎育弘：SRC造からRC造へ構造形式が切り替わる柱のせん断性状、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.1069-1070、1999.9
- 2)鈴木英之、西原 寛、松本智夫、田畑 卓、南 宏一：端部SRC造中央部RC造で構成される複合梁の構造性能、構造工学論文集、Vol.44B、pp.181-190、1998.3
- 3)鈴木英之、西原 寛、松崎育弘：柱高さの途中まで存在する鉄骨がRC柱のせん断性状に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21、No.3、pp.577-582、1999.7
- 4)鈴木英之、西原 寛、松崎育弘：SRC造からRC造へ構造形式が切り替わる柱のせん断耐力の評価、日本建築学会構造系論文集、第525号、pp.125-132、1999.11
- 5)日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート造設計指針(案)・同解説、1994.7
- 6)岩田昌之、太田道彦他：端部SRC・中央部RCとする合成構造梁の実験的研究(その1～5)、日本建築学会大会学術講演梗概集C、(その1)pp.1329-1330、1987.10、(その2～3)pp.1439-1442、1988.10、(その4～5)pp.1445-1448、1989.10
- 7)福知保長、外狩吉隆：SRC-RC梁の接合部に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.10、No.3、pp.201-204、1988.6
- 8)木村潤一、新宮義信：繰返しせん断曲げを受けるSRC-RC混合柱材の構造性能、日本建築学会九州支部研究報告、第37号、pp.505-508、1998.3
- 9)西村泰志、岡本昌泰、馬場望：RC部材とSRC部材が直列的に結合される接合部の応力伝達その2～3、その5)、日本建築学会大会学術講演梗概集C-1、(その2～3)、pp.1063-1066、1999.9、(その5)pp.1265-1266、2000.9
- 10)日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説、1985
- 11)日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、1990.10

(2001年3月7日原稿受理、2001年7月5日採用決定)