

建築構造用 550 N/mm² 級 H 形断面材を用いた SRC 柱の構造性能

The Structural Performance of a SRC Column Fabricated by High-Strength Steel of 550 N/mm² Grade for Building Frames

藤沢 清二 FUJISAWA Seiji JFE スチール 建材センター 建材技術部建築技術室 主任部員(副課長)
藤澤 一善 FUJISAWA Kazuyoshi JFE スチール 建材センター 建材技術部建築技術室 主任部員(副部長)
難波 隆行 NANBA Takayuki JFE 技研 土木・建築研究部 主任研究員(副課長)

要旨

JFE スチールは、建築構造用 550 N/mm² 級鋼材である厚鋼板 HBL385 を開発した。また、圧延 H 形鋼 HBL-H385 を開発中である。これらの高強度鋼材は、S 造や SRC 造に適用することにより鋼重削減を可能とし、構造物のトータルコスト削減や環境負荷低減に寄与する。一方、従来の SRC 造に内蔵される鋼材の強度は 400 N/mm²~490 N/mm² 級までである。そこで、550 N/mm² 級鋼材を SRC 構造に適用するために SRC 柱の構造実験を行い、その構造性能を確認した。結果として、SRC 柱の終局耐力は SRC 規準に準拠した一般化累加強度法により評価でき、塑性理論式によればさらに精度よく評価できることを明らかにした。

Abstract:

JFE Steel has developed a new high-strength steel plate “HBL385” with lower limit tensile strength of 550 N/mm² for building frames and develops a wide flange shape “HBL-H385.” By applying those high strength steels to building frames, steel weight is reduced, and it contributes to the reduction of total construction cost and environmental burden. Steel strength built-in conventional steel reinforced concrete structures is between 400 N/mm² grade to 520 N/mm² grade. To apply 550 N/mm² grade steel to steel reinforced concrete structure, structural experiment of steel reinforced concrete column is conducted to confirm structural performances. Ultimate strength of a steel reinforced concrete column can be evaluated by addition theorem based on the standard of steel reinforced concrete structure.

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート構造（以下、SRC 造）は、関東大震災で耐震性能が認められ、以来わが国の高層建築に適した構造として発展し、現在の SRC 造建築物の国内着工面積は約 7000 千 m² にのぼり、主要な構造形式の一つとなっている。SRC 造の設計に関しては、建築基準法関連の法令、および、(社)日本建築学会の鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準（以下、SRC 規準）に定められており、SRC 規準で規定される鋼材の適用範囲は、400 N/mm² 級と 490 N/mm² 級および 520 N/mm² 級の鋼材となっている。

一方、建築物の高層化、大スパン化により高強度鋼材の要望が高まっており、鉄骨造（以下、S 造）を中心に 520 N/mm² を超える鋼材が柱材を中心に使用されている。JFE スチールは高強度鋼材の要望にこたえ、特に溶接性に優れ、経済性に富んだ建築構造用 550 N/mm² 級鋼である厚鋼板 HBL385 を開発し製造中である。また、同強度の圧

延 H 形鋼 HBL-H385 を開発中である。

SRC 造は S 造に対し、座屈が生じにくいこと、また、剛性が高いなどの優位性があるため、高強度鋼の適用メリットが大きいと考えられ、550 N/mm² 級鋼である HBL385、HBL-H385（以下、HBL385）の適用も望まれている。ただし、SRC 造において、引張強さが 520 N/mm² を超える高強度鋼材を鉄骨として使用する際に一般化累加強度式が適用できるかなど、利用に際してはその構造性能を明確にしておかなければならない。なお、SRC 規準で鋼材強度の適用範囲が 520 N/mm² 級鋼以下となっている理由としては、以下の点が考えられる。

- (1) 高強度鋼材を SRC 構造に適用する場合、高強度鋼材の降伏ひずみが大きくなり、鋼材がその耐力を十分に発揮する以前に RC 部の耐力低下がはじまり、望ましい合成効果が得られない。
- (2) 高軸力の下で繰り返し応力が作用する一般鋼材の柱では、鋼材のひずみ硬化により耐力低下を免れるが、ひずみ硬化が特に大きい高強度鋼材ではその影響が不明

である¹⁾。

本報では、上記の課題を解決し、HBL385を内蔵鉄骨とした SRC 構造を実現するために行った構造実験結果を報告する。

2. 実験計画の概要

2.1 試験体の概要

HBL385を内蔵鉄骨とした SRC 柱部材の構造性能を確認するためにスタブカラム試験を計画した。試験体の概要一覧を **Table 1** に示す。試験体は大きく分けて内蔵鉄骨を組立十字型 H 形断面材（以下、クロス H）とした SRC-C*シリーズ（以下、C*）と H 形断面材とした SRC-H*シリーズ（以下、H*）であり、合計 16 体である。内蔵鉄骨は十字型断面材、H 形断面材ともに圧延 H 形鋼 H-400×200×9×16 を元に、フランジ両端を切断し、また、ウェブ中央部の一部を切断し再溶接した組立材である。内蔵鉄骨の組立状況を **Photo 1** に示す。次に、SRC 柱試験体の標準的な寸法、配筋図を **Fig. 1** に、配筋状況を **Photo 2** に示す。試験パラメータは (1) 軸力比 (N/N_u , N : 軸力 (圧縮応

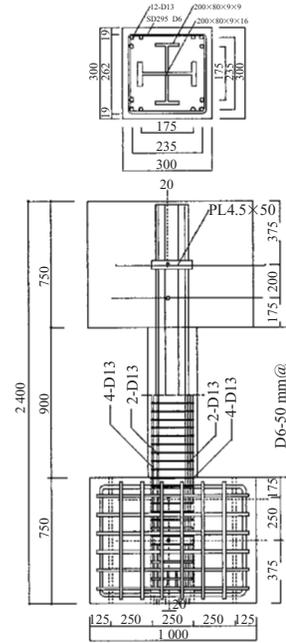


Fig.1 Scale of specimen (C10)

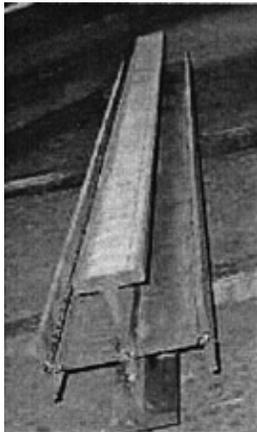


Photo 1 Built up cross H shapes

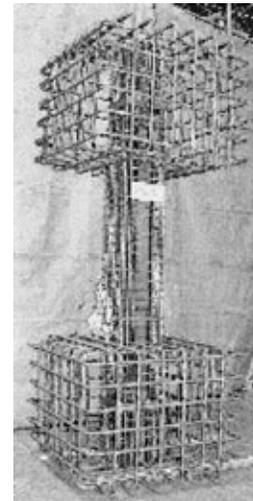


Photo 2 Bar arrangement drawing specimen (C10)

Table 1 Lists of specimen

Number of specimen	Section of column			Length of column (mm)	Ratio of axial force	Size of steel								F _c (N/mm ²)	Shear reinforcing bar				Main reinforcing bar							
	B (mm)	D (mm)	Shapes			Strong axis				Weak axis					grade	D (mm)	Pc (mm)	pw (%)	Grade	N	D (mm)					
						H (mm)	B (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	H (mm)	B (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)													
SRC-C1	300	300	H	900	0.0	200	80	9	16	200	80	9	9	30	SD295	6	50	0.42	SD295	12	13					
SRC-C2					0.3																	60	0.95			
SRC-C3					0.6										30	0.95										
SRC-C4					600													0.3				60	0.95			
SRC-C5																								60	0.95	
SRC-C6				30										0.95												
SRC-C7					900										0.0	60	0.42									
SRC-C8				60										0.42												
SRC-C9																		30				0.42				
SRC-C10				0.6	30									SD295	6	50	0.42									
SRC-H1	300	300	H	900		0.0	200	80	9	16	-	-	-					-	30	SD295	6	SD295	12	13		
SRC-H2						0.3																			SD345	10
SRC-H3						0.6														60	0.42					
SRC-H4						0.3																			60	0.42
SRC-H5																										
SRC-H6					0.6	30								0.42												

力), N_u : SRC 柱の終局圧縮耐力), (2) せん断スパン比, (3) 帯筋比・帯筋強度, (4) コンクリート強度, (5) 内蔵鉄骨形状である。以下に本試験のパラメータ設定を示す。

(1) 軸力比の影響

C1, C2, C3 の組合せ, また, C8, C9, C10 と H1, H2, H3 の組み合わせは軸力比以外のパラメータを同じにした。軸力比はそれぞれ 0, 0.3, 0.6 に設定した。

(2) せん断スパン比の影響

C2 と C6 の組み合わせ, C7 と C9 の組み合わせにおいて, 柱長さ以外のパラメータを同じにした。

(3) 帯筋比, 帯筋強度の影響

C2 と C4, C5 と C9, および, H2 と H4 の組み合わせにおいて, 帯筋比, 帯筋強度, コンクリート強度以外のパラメータを同じとした。帯筋比は 0.42%, または, 0.95% とし, 帯筋は SD295 と高強度の KW785 とした。

(4) コンクリート強度の影響

C1 と C8, C2 と C9, C3 と C10, C4 と C5, C6 と C7, H2 と H5, H3 と H6 の組み合わせにおいて, コンクリート強度以外のパラメータを同じとした。コンクリート強度は 30 N/mm² と 60 N/mm² の 2 種とした。

2.2 材料特性

内蔵鉄骨および鉄筋の材料試験結果を **Table 2** に, 内蔵鉄骨の応力ひずみ関係を **Fig. 2** に示す。降伏比はフランジ, ウェブともに 80% 以下であり, 引張強さが 550 N/mm² を

Table 3 Concrete strength of specimen

	Number of specimen	Material age	σ_b (N/mm ²)	Remarks
Fc30	H1-H4 C1-C3	7	19.4	1week
		28	26.6	4week
		47	27.3	Start experiment
		65	27.9	At experiment
		92	23.5	After experiment
	H5-H6 C4-C10	7	23.4	1week
		28	26.5	4week
		34	30.2	Start experiment
		41	30.9	After experiment
		Fc60	H5-H6 C4-C10	8
28	59.5			4week
36	65.1			Start experiment
51	70.9			At experiment
66	69.7			After experiment

Table 2 Result of steel tensile test and result of bar tensile test

	Number of specimen	Size	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	EI (%)	YR (%)
HBL385	Specification		385-505	550-670	13-	-80
	H1-H4	$t = 16$ mm	463	652	40.8	71.0
	C1-C3	$t = 9$ mm	426	551	35.7	77.3
	H5-H6 C4-C10	$t = 16$ mm	418	571	23.7	73.3
		$t = 9$ mm	455	580	21.9	78.4
Main reinforcing bar	H1-H4 C1-C3	D13	314	471	13.7	66.7
	H5-H6 C4-C10	D13	325	467	13.7	69.6
Shear reinforcing bar	H1-H4 C1-C3	D6	312	475	13.5	65.7
		D10	402	571	6.0	70.4
	H5-H6 C4-C10	D6	332	482	13.5	68.9
		K10	922	1 106	6.0	83.4

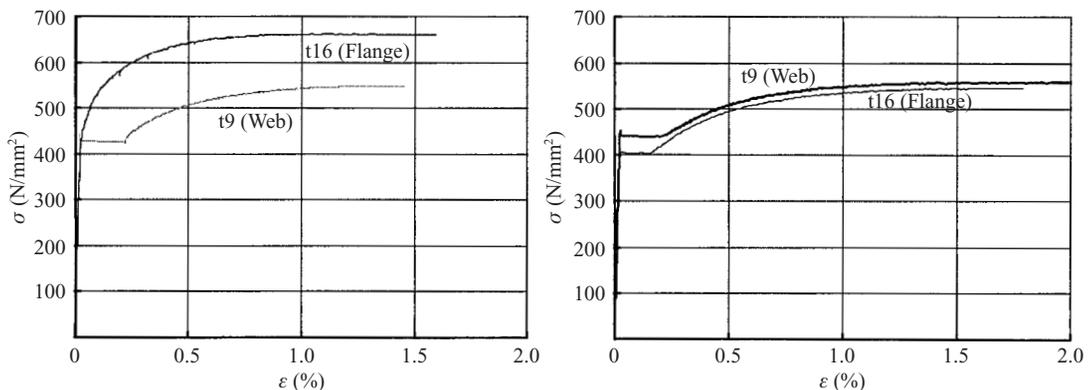


Fig.2 Stress-strain curve of HBL385

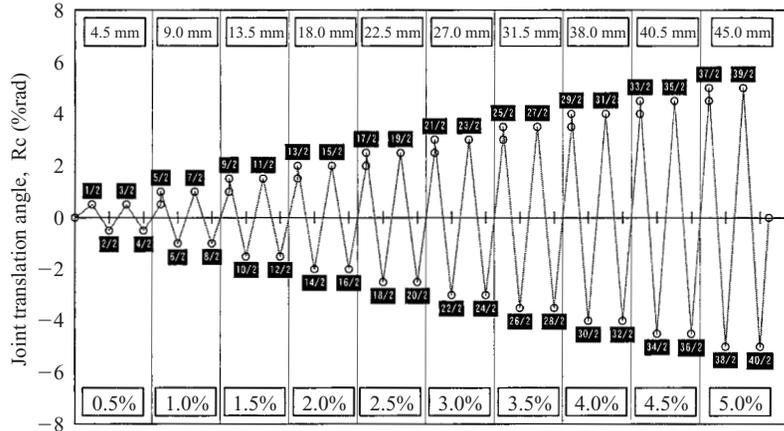


Fig. 5 Cyclic of load

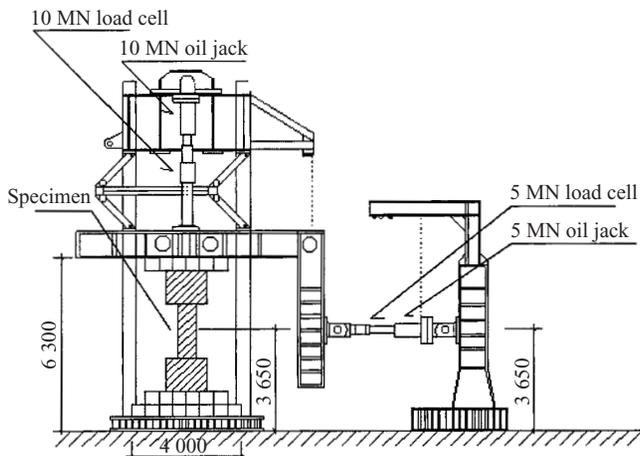


Fig. 3 Experimental device

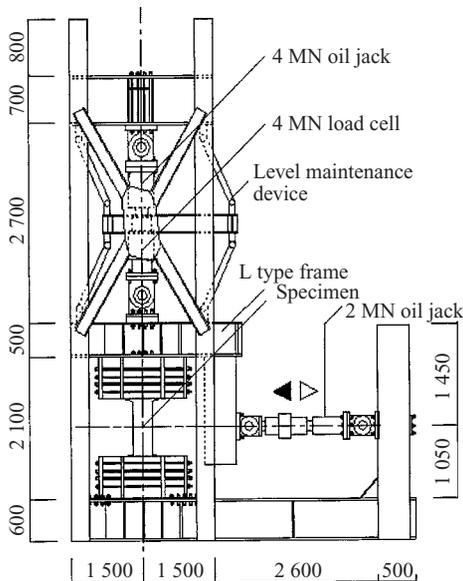


Fig. 4 Experimental device

超える低降伏比の高強度鋼材である。

コンクリートの材料試験結果を Table 3 に示す。Fc30 は材齢 34 から 42 日の間、Fc60 は材齢 36 から 67 日の間で載

荷した。

2.3 載荷方法

実験装置は福山大学建研式載荷装置を用いた。高軸力の鉛直載荷を行う C10 と H6 試験体は、Fig. 3 に示す油圧ジャッキの鉛直方向載荷能力が 10 000 kN で水平方向が 5 000 kN の載荷装置を用い、その他の試験体は、Fig. 4 に示す鉛直方向載荷能力が 4 000 kN、水平方向が 2 000 kN の装置を用いた。載荷にあたっては所定の軸力比に相当する圧縮軸力載荷後、軸力を一定に保持し、引張側の載荷を正とした柱の部材角 (R) で 0.25%rad を 1 サイクル載荷した後、Fig. 5 に示すとおり、0.5%rad から正負の載荷方向に 0.5%rad ずつ漸増し 5.0%rad まで繰り返し載荷を行った。なお、耐力低下により所定の軸力保持ができなくなった場合、その段階で実験を終了した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

各試験体の終局時の破壊状況を Fig. 6 に示す。実線は正側載荷時に生じたひび割れを示し、点線が負側載荷に生じたひび割れを示す。また、コンクリートのはく離部分を塗りつぶして示す。ひび割れの発生および破壊状況としては、補強筋比の違いによる初期せん断ひび割れの違いは見られず、帯筋比の大きな C4、C5、H4 では柱頭、柱脚の曲げ破壊が卓越した。

せん断スパン比の小さな C6、C7 は斜め方向のせん断ひび割れが顕著であり、帯筋内部のコンクリートにも大きな損傷が見られた。高軸力を与えた H3、H6、C3、C10 ではコンクリート強度により破壊性状が大きく異なり、Fc60 を用いた C10、H6 では鉛直軸力による縦方向のひび割れが発生した。また、RC 柱の曲げ圧縮性状と同様に²⁾、高軸力を受けたことにより塑性ヒンジが材端部より内側に形成された。C3 では弱軸方向の鉄骨フランジに沿って付着割裂ひび

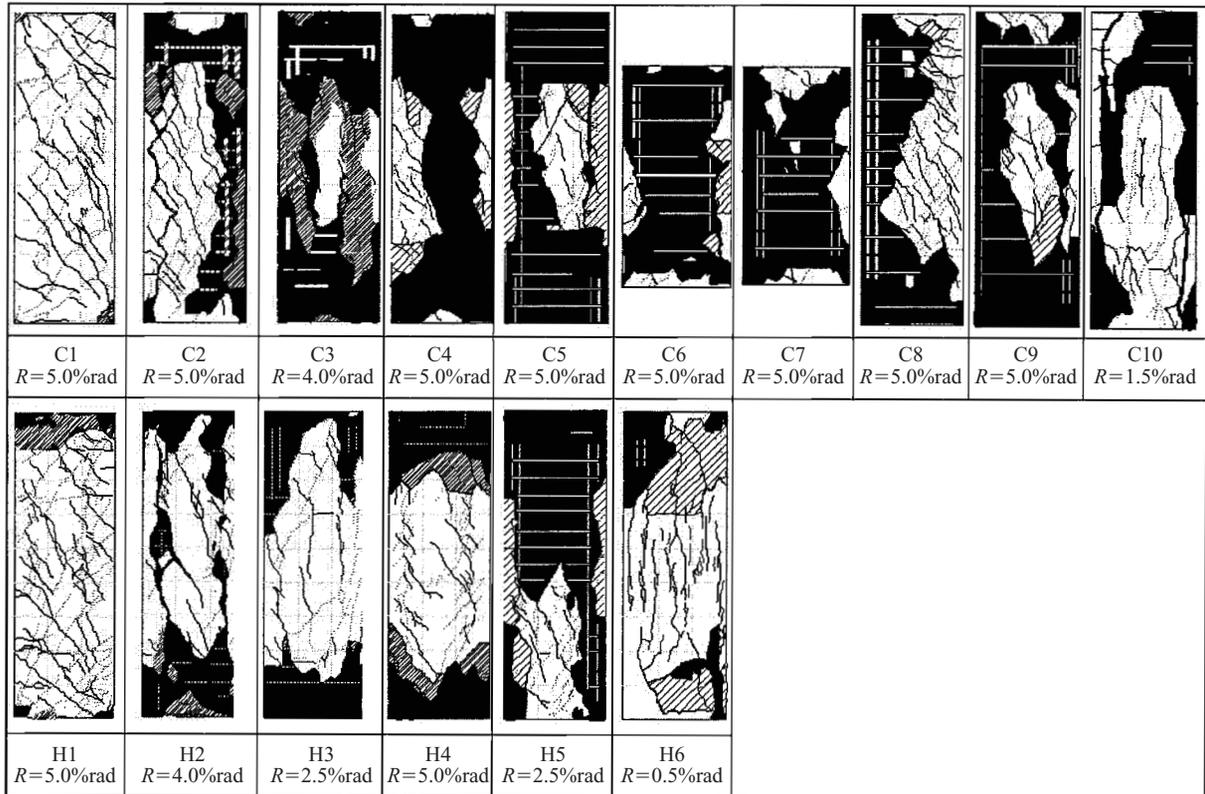


Fig. 6 Ultimate fracture of specimen

割れが進行し、コンクリートが剥落した。

3.2 履歴性状

Fig. 7 に荷重 - 変形角関係を示す。荷重 - 変形角関係図内の点線は部材終局耐力の計算値 Q_u を示す。Fc60 を用いた試験体は (C5, C7, C8, C9, C10, H5, H6), Fc30 の試験体と比較し、早期に最大耐力に達する傾向があり、SRC-H* シリーズでは限界部材角の大きな差違が確認できた。また、Fc60 を用いた中でも、高軸力下とした C10, H6 は比較的荷重初期の段階で柱頭、柱脚が圧壊し荷重を終了したが、Fc30 を用いて高軸力下とした C3 は、4.0%rad まで大きな耐力低下がなく、優れた変形性能が得られた。

全試験体をとおして、高強度低降伏比鋼材を内蔵鉄骨に用いたことにより、鉄骨のひずみ硬化で耐力が上昇し塑性変形後の耐力低下が小さくなる。

3.3 内蔵鉄骨および鉄筋のひずみ状況

最大耐力時近傍である部材角 1.5%rad の正方向荷重 1 回目における鉄骨の強軸側フランジおよび弱軸側フランジの表面ひずみと主筋のひずみを Fig. 8 に示す。ひずみゲージ貼付位置は Fig. 9 に示すとおりであり、柱脚部である。Fig. 8 は圧縮ひずみを負としており、クロス H タイプの軸力比 0.3 のものを例示している。破壊モードがせん断破壊となる C2, C9 と曲げ破壊となる C4, C5 とともにコンクリート強度、せん断補強筋比に関係なく、SRC 柱としてほぼ最

大耐力を発揮している状態で鉄骨は全塑性耐力に達しており、550 N/mm² 級鋼においても、十分な合成効果が得られることを確認できた。

Fig. 10 に帯筋のひずみゲージ貼付位置を、Fig. 11 に C5, C9 の帯筋のひずみを示す。C5 には高強度せん断補強筋リバーボン KW785 を、また、C9 には SD295 を使用し、さらに帯筋比 p_w を 0.95% と 0.43% にしている。C9 は降伏ひずみに十分達しているが、C5 は降伏ひずみに達する前に曲げ破壊し、帯筋の引張耐力が発揮されなかった。

3.4 終局耐力の評価

終局耐力の評価は、建築学会 SRC 規準³⁾ に示されるとおり、RC 部分と鉄骨部分の一般化累加強度として下式により求める。なお、下式を図化すると Fig. 12 のとおりとなる。RC 部分と鉄骨部分の耐力は、それぞれ曲げで決まる耐力とせん断で決まる耐力のいずれか小さい方の耐力とする。

$$Q_u = rQ_u + sQ_u \dots\dots\dots (1)$$

$$rQ_u = \min(rQ_{su}, rQ_{bu}) \dots\dots\dots (2)$$

$$sQ_u = \min(sQ_{su}, sQ_{bu}) = \min\left(\frac{sM_u}{a}, t_w \cdot d_w \frac{sw\sigma_y}{\sqrt{3}}\right) \dots\dots (3)$$

$$rQ_{bu} = \frac{rM_u}{a} \dots\dots\dots (4)$$

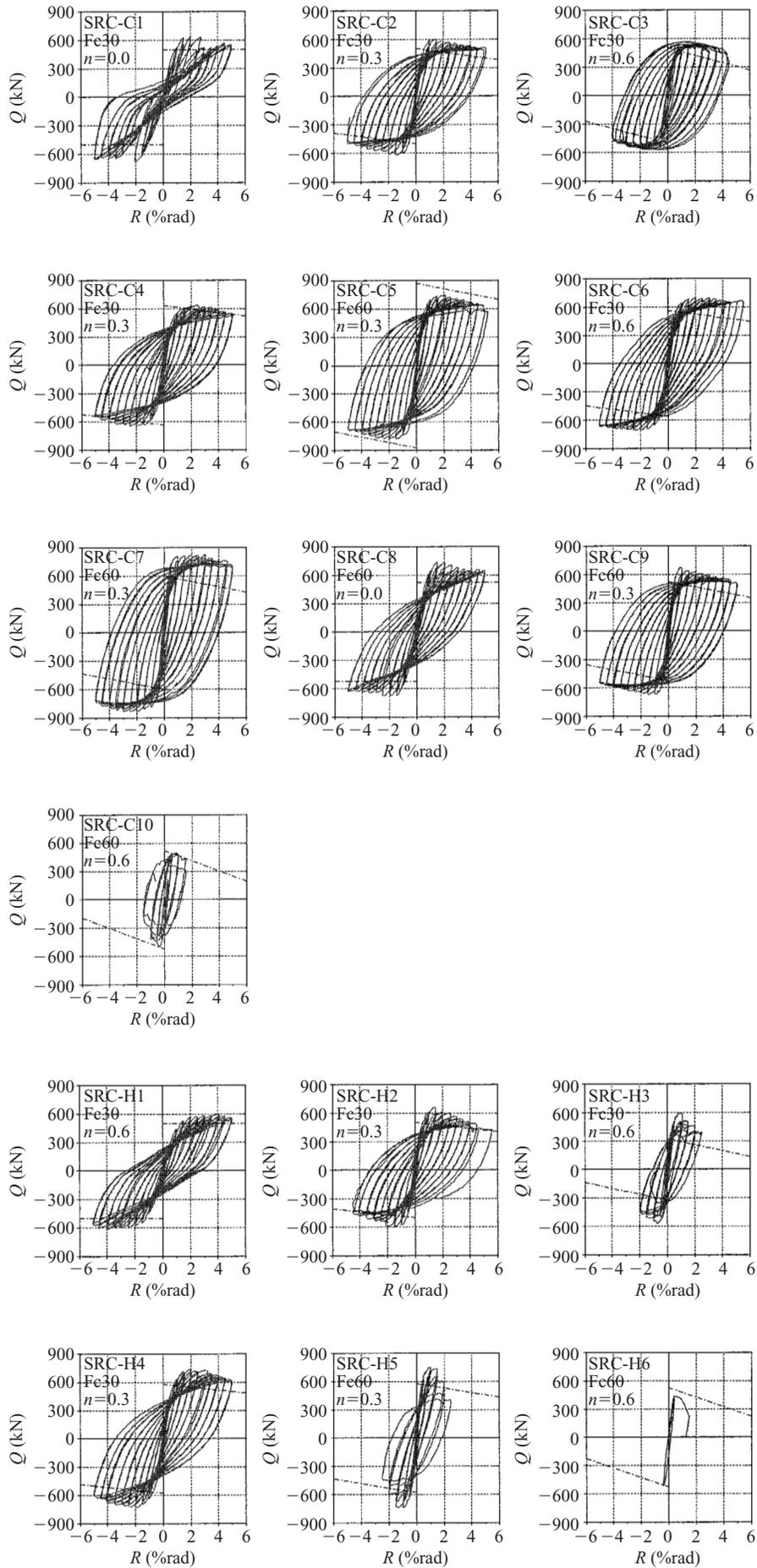


Fig.7 Relationship of load to deformation

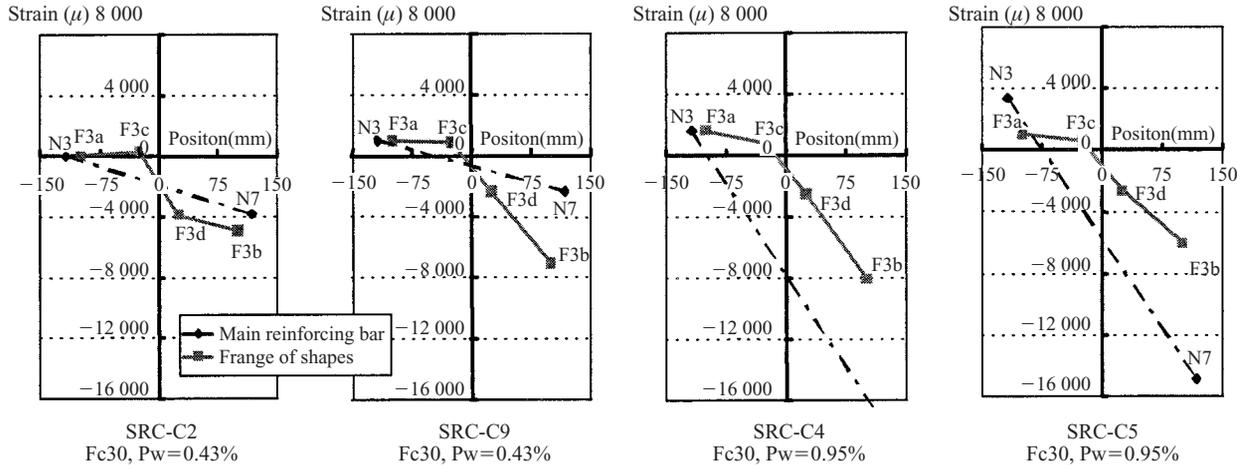


Fig. 8 Strain distribution of main reinforcement bar and fringe of shapes

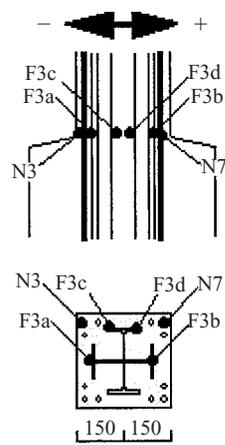


Fig. 9 Measurement position of strain (Main reinforcement bar and fringe of shapes)

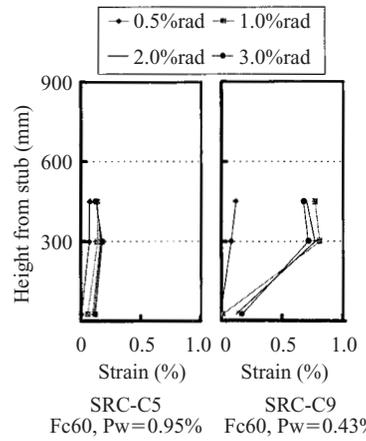


Fig. 11 Strain distribution of shear reinforcement bar

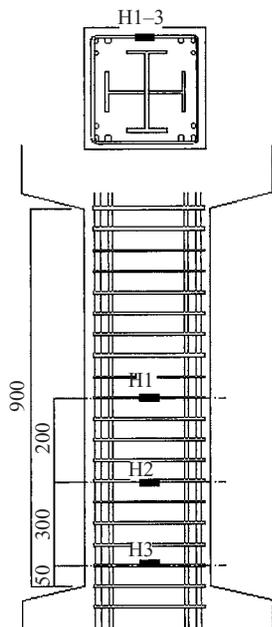


Fig. 10 Measurement position of strain (Shear reinforcement bar)

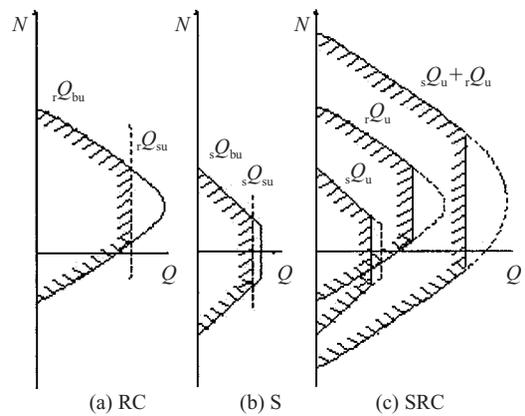


Fig. 12 Calculation method of addition theorem

Table 4 Relationship of experimental value to calculated value

Number of specimen	Section of column			Ratio of axial force	F _c (N/mm ²)	pw (%)	Experimental value Q _{exp} (kN)	Calculated value					$\frac{Q_{exp}}{Q_{su}}$		
	B (mm)	D (mm)	Shapes					RC		S		Total			
							_r Q _{bu} (kN)	_s Q _{bu} (kN)	_s Q _{su} (kN)	_s Q _{su} (kN)	Q _{su} (kN)				
SRC-C1	300	300	H	0.0	30	0.42	673	290	158	344	357	502	1.34		
SRC-C2				0.3			643	290	158	344	357	502	1.28		
SRC-C3				0.6			608	63	158	344	357	407	1.49		
SRC-C4				0.3			60	0.95	648	316	734	320	396	636	1.02
SRC-C5									831	553	772	320	396	873	0.95
SRC-C6				60			0.42	768	559	166	480	396	562	1.37	
SRC-C7								917	914	204	480	396	600	1.53	
SRC-C8								677	448	204	320	396	524	1.29	
SRC-C9								717	553	204	320	396	524	1.37	
SRC-C10				663			385	204	320	396	524	1.27			
SRC-H1	300	300	H	0.0	30	0.42	603	219	201	306	357	507	1.19		
SRC-H2				0.3			689	274	201	306	357	507	1.36		
SRC-H3				0.6			643	19	201	306	357	325	1.98		
SRC-H4				0.3			60	0.95	783	274	298	306	357	580	1.35
SRC-H5									777	542	291	289	396	580	1.34
SRC-H6				0.6			537	240	291	289	396	529	1.02		

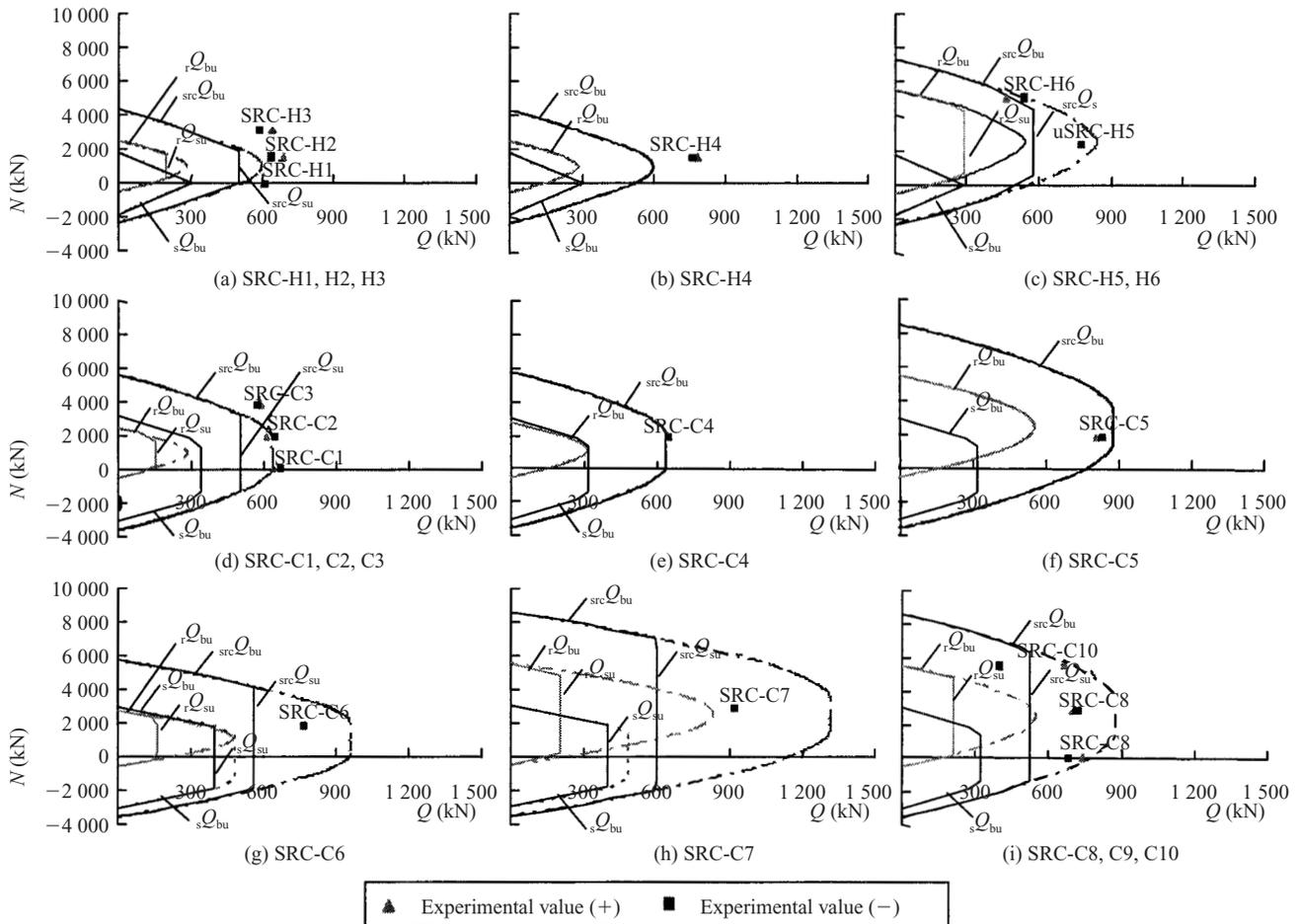


Fig. 13 N-Q interaction

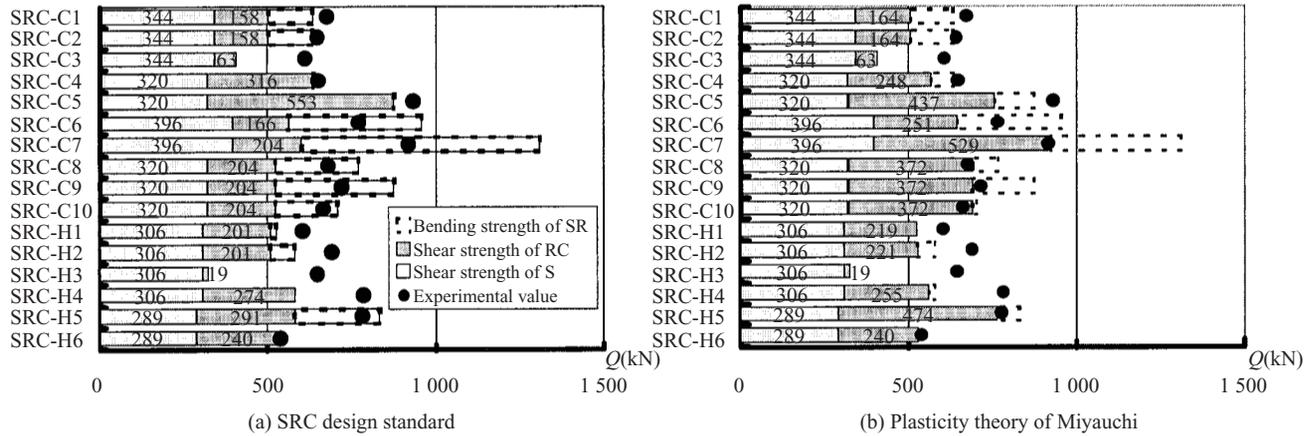


Fig. 14 Comparison experimental value to calculated value

$$rQ_{su} = \min(rQ_{su1}, rQ_{su2}) \dots\dots\dots (5)$$

$$rQ_{su1} = B \cdot rj(0.5 \cdot F_s \cdot r\alpha + 0.5 \cdot pw \cdot w\sigma_y) \dots\dots\dots (6)$$

$$rQ_{su2} = B \cdot rj \left[F_s \cdot \frac{B'}{B} + pw \cdot w\sigma_y \right] \dots\dots\dots (7)$$

$$r\alpha = \frac{4}{\frac{rM_d}{rQ_d \cdot rd} + 1} \dots\dots\dots (8)$$

$$F_s = \min(0.15 \cdot F_c, 2.25 + 4.5 \frac{F_c}{100}) \dots\dots\dots (9)$$

- a : せん断スパン長, B : 柱幅, B' : RC 部分の有効幅,
- rj : RC 部分の応力中心間距離,
- F_s : コンクリートのせん断強度, pw : 帯筋比,
- $w\sigma_y$: 帯筋の降伏耐力, F_c : コンクリートの圧縮強度,
- t_w : ウェブ厚さ, d_w : ウェブのせい,
- $sw\sigma_y$: ウェブの強度,
- rM_d : RC 部分の設計用曲げモーメント,
- rQ_d : RC 部分の設計せん断力, rd : 有効せい,
- rM_u : RC 部分の終局曲げ耐力,
- sM_u : 鉄骨部分の終局曲げ耐力

以上の評価による実験値と理論値の比較を Table 4 に示す。また、Fig. 13 に N - Q 相関図を示す。実験計画においては、Table 4 に示すように RC 部分、鉄骨部分の破壊モード（せん断破壊、または、曲げ破壊）を組み合わせたものとしている。

(1) 軸力比の影響

軸力比を 0.6 とした試験体 C3, C10, H3, H6 は軸力比 0 や 0.3 の試験体の耐力を若干下回り、変形性能も低くなった。60 N/mm² コンクリートを使用した C10, H6 においてこの傾向は顕著である。

(2) せん断スパン比の影響

破壊モードの影響の確認は、せん断スパン比の異なる、C2 ($h = 900$) と C6 ($h = 600$) の組み合わせ、

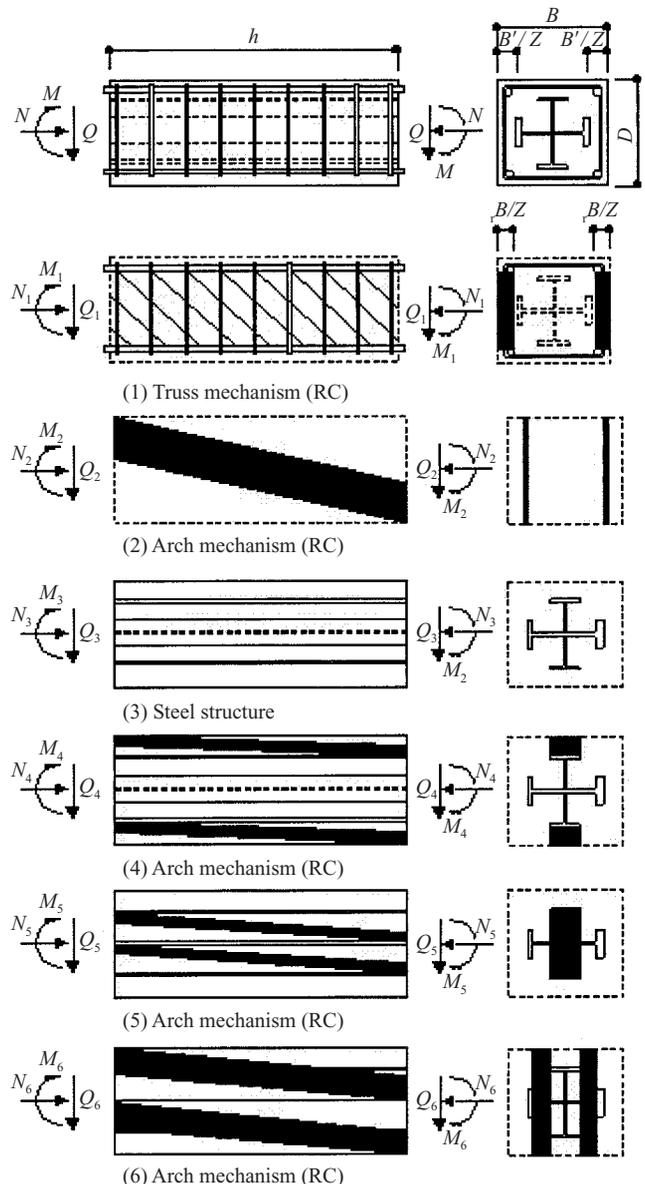


Fig. 15 Shearing resistance mechanism of plasticity theory

C7 ($h = 600$) と C9 ($h = 900$) の組み合わせにより行い、せん断破壊モードとした C6, C7 は $h = 900$ のものと比べ、大変形時に最大耐力に達し、その後の耐力低下が少なかった。

(3) せん断補強筋比, せん断補強筋強度の影響

せん断補強筋比を増加させることで、耐力が上昇し、最大耐力時の変形も増大することが確認できた。一方で、高強度せん断補強筋を用いた C4, C5 試験体は耐力が計算値に対して若干下回った。これらの試験体では 5% 変形時においても、せん断補強筋が降伏耐力に達していない。

次に、Fig. 14 に終局耐力実験値と計算値の比較を示す。(a) は SRC 規準式によるもので、(b) は文献²⁾の塑性理論を適用した終局せん断耐力算定式 (以下、塑性理論式)⁴⁾によるものである。ここで塑性理論式とは Fig. 15 に示すように、SRC 柱のせん断抵抗機構である RC 部分においてトラス機構とアーチ機構を考慮耐力評価を行うものであり、下式のとおりである。

$$r_t u'_w \leq \frac{2 \cdot r_t u'_t}{\eta} \text{の時,}$$

$$Q_{su} = \left\{ \left[\frac{1 - 2 \cdot r_t u'_w}{2} \right] (\sqrt{1 + \eta^2} - \eta) + r_t u'_w \cdot r_t D_1 \right\} B' \cdot F_c + \sum \left[\frac{a B_1}{2} (\sqrt{a D_1^2 + \eta^2} - \eta) B \cdot D \cdot F_c \right] + s Q_u \dots\dots (10)$$

$$r_t u'_w > \frac{2 \cdot r_t u'_t}{\eta} \text{の時,}$$

$$Q_{su} = \left\{ \left[\frac{1}{2} - \frac{2 \cdot r_t u'_w}{\eta} \right] (\sqrt{1 + \eta^2} - \eta) + \frac{2 \cdot r_t u'_t \cdot r_t D_1}{\eta} \right\} B' \cdot D \cdot F_c + \sum \left[\frac{a B_1}{2} (\sqrt{a D_1^2 + \eta^2} - \eta) B \cdot D \cdot F_c \right] + s Q_u \dots\dots (11)$$

$$r_t u'_t = \frac{r_t A_t \cdot r_t \sigma_y}{B' D \cdot F_c} \dots\dots (12)$$

$$a B_1 = \frac{a B}{B} \dots\dots (13)$$

$$r_t u'_w = \frac{r_t A_w \cdot w \sigma_y}{B \cdot s \cdot F_c} \dots\dots (14)$$

$$a D_1 = \frac{a D}{D} \dots\dots (15)$$

$$\eta = \frac{h}{D} \dots\dots (16)$$

$$r_t D_1 = \frac{r_t D}{D} \dots\dots (17)$$

$r_t A_t$: 引張主筋断面積, $r_t \sigma_y$: 主筋の降伏耐力,
 $r_t A_w$: 帯筋の断面積, $w \sigma_y$: 帯筋の降伏耐力,
 s : 帯筋間隔, D : 柱せい, $a B$: アーチ機構の幅,
 $a D$: アーチ機構のせい, h : 柱長さ, $r_t D$: 主筋間距離

両評価式による計算結果を比較すると、塑性理論式の方が実験値を精度よく評価できており、SRC 規準によるせん断耐力計算値は実験値を過小評価する場合がある。これは、SRC 規準式はせん断スパン比を考慮していないためであると思われる。両式の精度に差はあるものの、いずれの式においても HBL385 を内蔵鉄骨とした SRC 部材の終局耐力をおおむね安全側に評価可能であることが確認できた。

4. まとめ

HBL385 の H 型断面材を内蔵鉄骨とした SRC 柱部材の構造実験を実施した結果、SRC 規準の一般化累加強度理論による設計式が適用可能であることが確認できた。また、塑性理論式も適用可能であり、より高い精度で終局耐力が評価できることを確認した。

なお、今回の実験結果の内、高強度コンクリートで高軸力下とした一部の試験体は変形性能が乏しいものがあった。変形性能向上のためには、RC 部分の耐力低下を抑制する帯筋の配筋方法を更に検討していく必要があり、今後さらなる詳細な解析を実施し変形能力向上を目指す予定である。

本論文は、福山大学 南研究室、九州共立大学 堺研究室との共同研究の成果をまとめたものである。関係各位に深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 鋼材倶楽部. SRC 造への高張力鋼適用に関する調査研究委員会. 高張力鋼を用いた SRC 構造の開発研究. 1989.
- 2) 日本建築学会. 鉄筋コンクリート造構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説 第 2 版. 第 5 章 曲げと軸力に対する設計. 1999. p. 91-137.
- 3) 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 第 5 版. 第 5 章 保有水平耐力の検討. 2001. p. 25-31 (本文ページ), p. 165-194 (解説ページ).
- 4) 宮内靖昌, 西村泰志, 南宏一. 高強度材料を用いた SRC 柱の終局耐力. 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1. 2002. p. 1017-1020.



藤沢 清二



藤澤 一善



難波 隆行