

論文

[2197] 高強度コンクリートと高張力鋼を用いたH形鉄骨内蔵SRC柱のせん断破壊性状

藤田幸二*1・宮内靖昌*2・西村泰志*3・南 宏一*4

1. 序

SRC柱に高張力鋼と高強度コンクリートを併用した場合、鋼材の降伏ひずみが増大しても、高強度コンクリートは、コンクリートの圧縮強度時のひずみが大きくなるため累加強度理論が成立するのではないかと考えられるが、一方では、高強度コンクリートは圧縮強度発揮後、爆裂的に破壊するため、SRC部材としての性能を確保できないのではないかと考えられる。しかしながら、せん断補強筋の拘束効果を利用して、コンクリートの性状を改善することが可能であれば、SRC部材として利用することができるものと考えられる。このような観点から、本研究は $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ の高強度コンクリートと SM570Q の高張力鋼を用いたSRC柱のせん断破壊性状が、コンクリート強度、鋼材の材質、作用軸力比およびせん断補強筋量によってどのような影響を受けるかを実験的に検討する。更に、SRC規準の終局せん断耐力式の適用が可能であるかどうかについて検討する。

2. 実験計画

図-1に試験体の断面構成および形状寸法を示す。計画された試験体は、何れも $b \times D=250 \times 250\text{mm}$ 、柱長さは 600mm、柱主筋には12-D10、せん断補強筋は35mm間隔で配筋されている。内蔵される鉄骨はH形鋼を強軸方向に配し、その断面の公称寸法は H-150x80x6x9 である。実験変数は、コンクリートの設計基準強度、鋼材の材質、せん断補強筋量および作用軸力比である。コンクリートの設計基準強度 F_c は、300、600 kgf/cm^2 の2種類、鋼材の材質はSM490A、SM570Q の2種類、せん断補強筋量 $w_p \cdot w_{\sigma_y}$ は21.9、57.8、89.1 kgf/cm^2 の3種類、作用軸力比 $n (=N/N_u, N; \text{作用軸力}, N_u; \text{柱の終局圧縮耐力})$ は 0.3、0.5 の2種類である。これらの実験変数の組み合わせによって計10体の試験体が計画された。表-1に実験変数の組み合わせを示す。なお、本実験では、各試験体ともせん断補強筋比 w_p をほぼ同一とし ($w_p=0.69 \sim 0.73$)、降伏応力度 w_{σ_y} を3000、8000、および13000 kgf/cm^2 と変えることによって、せん断補強筋量 $w_p \cdot w_{\sigma_y}$ を変化させた。なお、せん断補強筋の降伏応力度 w_{σ_y} が 3000、8000 kgf/cm^2 のものは、突合わせ

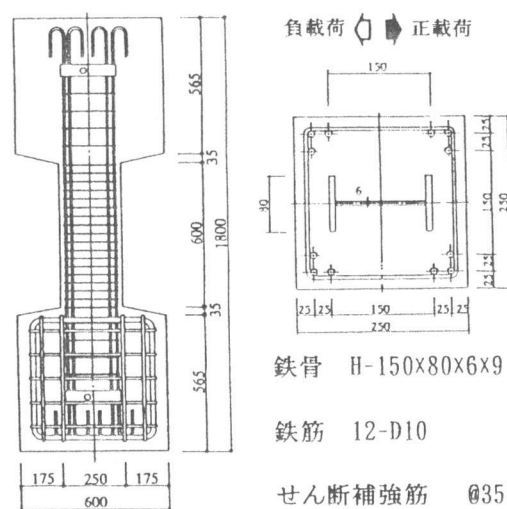


図-1 試験体の断面構成および形状寸法

- | | |
|--------------------|-----------------|
| *1 (株) 錢高組、 | 工修(正会員) |
| *2 (株) 竹中工務店技術研究所、 | 工修(正会員) |
| *3 大阪工業大学助教授 | 工学部建築学科、工博(正会員) |
| *4 福山大学教授 | 工学部建築学科、工博(正会員) |

溶接による閉鎖形、 13000kgf/cm^2 のものは異形 PC 鋼棒を用いたスパイラル形とした。表-2(a)、表-2(b)に使用材料の力学的性質を示す。

実験は、柱頭に所定の一定軸力を負荷した後、漸増変位制御法に従い相対変位部材角 R (δ/h ; δ :柱頭と柱脚との相対変位、 h :柱長) を $\pm 0.05\text{rad.}$ まで正負の繰返しせん断力を負荷しようとするものである。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ及び破壊状況

図-2(a)および図-2(b)に代表的な試験体の最大せん断耐力時までのひび割れ発生状況および最終破壊状況を示す。

コンクリート強度 300を用いた試験体およびコンクリート強度600を用いた軸力比0.3の試験体では、何れの試験体も初期曲げおよび斜めひび割れ発生後、材端部のコンクリートの圧縮破壊が発生し、主筋および鉄骨に沿った縦ひび割れが発生した。以後、変位振幅の漸増に伴い、せん断ひび割れおよび付着ひび割れが部材全長に進展し $R=0.01\sim 0.015\text{rad.}$ で最大せん断耐力に達した。その後、被りコンクリートの剥落が著しく、 $R=0.025\sim 0.04\text{rad.}$ で柱端部に主筋の座屈が観測され、最終破壊に至った。コンクリート強度 600を用いた軸力比 0.5の試験体では、何れの試験体も初期曲げおよび斜めひび割れ発生後、材端部のコンクリートの圧縮破壊が発生し、鋼材の材質に拘わらずせん断補強筋量21.9、57.8を用いた試験体では、その後 $R=0.0075\text{rad.}$ で最大せん断耐力に達した。以後、変位振幅の漸増に伴い、せん断ひび割れおよび付着ひび割れが部材全長に進展し、軸力が保持できず最終破壊に至った。また、SM570Qを用いたせん断補強筋量89.1の試験体では $R=0.01\text{rad.}$ で最大せん断耐力発揮後、被りコンクリートの剥落が著しく、 $R=0.025\text{rad.}$ で柱端部に主筋の座屈が観測され、最終破壊に至った。

表-1 実験計画

試験体名	鋼種	せん断補強筋量 $p \cdot \sigma_y$ (kgf/cm^2)	コンクリート強度 F_c (kgf/cm^2)	軸力比 (N/N_{uc})
SS22-305M	SM490A	21.9	300	0.5
SH22-305M	H T 6 0	21.9	300	0.5
SH58-305M	H T 6 0	57.8	300	0.5
SH22-605M	H T 6 0	21.9	600	0.5
SH58-605M	H T 6 0	57.8	600	0.5
SH89-605M	H T 6 0	89.1	600	0.5
SS22-605M	SM490A	21.9	600	0.5
SS58-605M	SM490A	57.8	600	0.5
SH22-603M	H T 6 0	21.9	600	0.3
SH58-603M	H T 6 0	57.8	600	0.3

表-2(a) 鋼材の力学的性質

鋼材	降伏強度 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)	降伏比	伸び (%)	ヤング係数 (kgf/cm^2)	
柱主筋(D10)	3510	5070	0.70	0.20	1.90×10^4	
補強筋(D6)	4330	5690	0.76	0.12	1.82×10^4	
(6.35φ)	9620	11770	0.82	0.14	2.04×10^4	
(6.40φ)	14400	15360	0.94	0.08	2.04×10^4	
フランジ(PL-9)	SM490A	3670	5270	0.70	0.25	2.12×10^4
	H T 6 0	4730	6300	0.75	-	
ウェブ(PL-6)	SM490A	4000	5330	0.74	0.24	2.07×10^4
	H T 6 0	4280	6070	0.71	-	

表-2(b) コンクリートの力学的性質

設計基準強度 (kgf/cm^2)	圧縮強度 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)	強度時のひずみ (%)	ヤング係数 (kgf/cm^2)
300	333	38.9	0.28	2.13×10^4
600	715	45.0	0.34	3.09×10^4
600	692	43.5	0.29	3.16×10^4

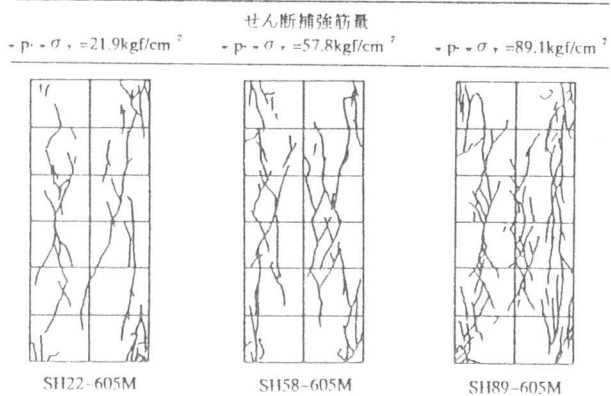


図-2(a) 最大せん断耐力時までのひび割れ発生状況

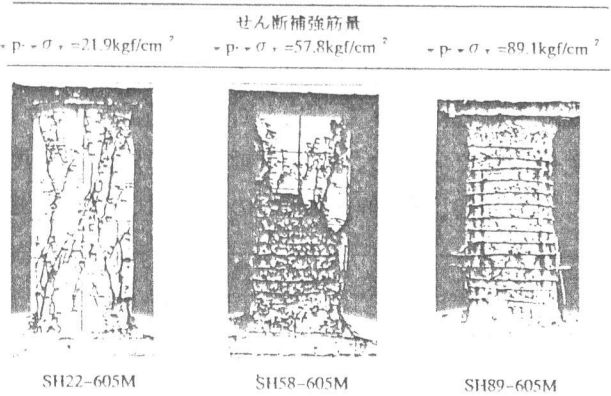


図-2(b) 最終破壊状況

各試験体の最終破壊は、コンクリートの斜め圧縮破壊の様相を呈する。なお、ひび割れの発生に関して、コンクリート強度による各ひび割れ荷重の差異は顕著であり、高強度コンクリートを用いた場合各ひび割れ発生荷重は高くなる。鋼材の材質に関して、SM570Qを用いた場合各ひび割れ発生荷重は高くなる。なお、作用軸力に関して、軸力が高くなると斜めひび割れと柱材軸とのなす角度が小さくなる傾向が認められる。

表-3 に各ひび割れ発生荷重その発生部材角および破壊に至るまでの様々な現象を示す。

表-3 各ひび割れ発生荷重および相対変位部材角

試験体名	コンクリート強度 σ_c (kgf/cm^2)	作用軸力 N (tf)	曲げひび割れ Q_{cr}/R_{cr}		せん断ひび割れ Q_{cs}/R_{cs}		主筋付着ひび割れ R/K		縦ひび割れ Q_{vs}/R_{vs}		圧縮破壊 Q_{cs}/R_{cs}			最大荷重 ^{*)} Q_{ms}/R_{ms}		
			正	角	正	角	正	角	正	角	正	R/K	角	正	R/K	角
SS22-305M	333	156.2	26.3/0.21	39.8/0.52	43.7/0.53	37.4/0.46	50.1/0.78	39.8/0.52	50.3/0.78	46.8/0.77	43.7/0.53	37.4/0.46	52.2/1.02	48.7/1.02		
SH22-305M	333	164.9	25.4/0.19	39.6/0.52	31.8/0.26	39.6/0.52	50.3/1.05	48.4/1.03	41.8/0.52	10.2/0.14	42.5/0.52	35.8/0.44	52.1/1.53	51.7/1.56		
SH58-305M	333	164.9	27.1/0.22	27.1/0.22	42.1/0.51	35.1/0.34	40.4/0.51	49.8/1.03	40.4/0.51	41.0/0.52	34.3/0.32	41.0/0.52	52.9/1.53	51.9/1.54		
SH22-605M	715	278.4	37.2/0.24	53.0/0.54	56.2/0.49	24.8/0.15	63.1/0.76	56.4/0.70	26.3/0.20	53.0/0.54	56.2/0.49	50.3/0.46	63.1/0.76	59.2/0.79		
SH58-605M	715	278.4	54.0/0.43	44.3/0.31	36.8/0.25	57.6/0.55	46.9/0.39	62.1/0.82	41.4/0.30	11.2/0.10	54.0/0.43	31.0/0.19	62.8/0.68	62.1/0.82		
SH89-605M	715	278.4	52.5/0.37	55.0/0.49	57.7/0.44	55.0/0.49	46.8/0.36	55.0/0.49	60.4/0.52	55.0/0.49	30.7/0.29	47.5/0.36	66.3/1.01	62.7/0.99		
SS22-605M	692	262.8	48.3/0.36	35.9/0.26	52.3/0.42	43.5/0.34	20.9/0.08	43.7/0.44	63.0/0.75	55.0/0.79	56.0/0.48	46.5/0.50	62.9/0.68	55.0/0.79		
SS58-605M	692	262.8	57.2/0.49	35.4/0.24	54.8/0.42	47.4/0.35	64.4/0.75	61.6/0.76	53.7/0.59	43.8/0.76	54.8/0.42	44.9/0.41	64.4/0.75	61.6/0.76		
SH22-603M	692	162.9	20.2/0.12	32.2/0.25	33.9/0.22	44.9/0.41	53.7/0.54	58.5/0.76	69.2/1.53	58.5/0.76	63.3/0.83	30.2/0.84	69.4/1.34	66.3/1.49		
SH58-603M	692	162.9	37.9/0.28	31.5/0.26	50.2/0.50	40.2/0.37	50.2/0.50	17.2/0.17	61.1/0.86	44.0/0.43	59.8/0.76	57.1/0.77	67.6/1.50	65.9/1.54		

*)転倒モーメントによる影響を考慮した値である。

3.2 変形状

図-3に履歴曲線を示す。縦軸は作用せん断力 $Q(\text{tf})$ 、横軸は相対変位部材角 $R(\text{rad.})$ を表す。図中の破線は転倒モーメントによる $P-\delta$ 効果を示す。

コンクリート強度 300を用いた試験体は、最大せん断耐力に関して、高張力鋼を用いると最大せん断耐力を発揮する部材角は大きくなる。以後、耐力低下は著しいものの、最終破壊まで紡錘形の履歴特性を示す。コンクリート強度600を用いた軸力比 0.5 の試験体では、最大せん断耐力発揮後、耐力低下は著しい。一方、コンクリート強度600を用いた軸力比0.3の試験体では、耐力低下は著しいものの、最終破壊まで紡錘形の履歴特性を示す。

コンクリート強度および作用軸力に関して、高強度コンクリートを用いかつ、作用軸力比が大きくなると、靱性が確保されず、脆性的な変形状を示す。また、何れの試験体も、せん断補強筋量による差は、最大せん断耐力に関して、ほとんど観測されない。しかし、せん断補強筋量を多くすると最大せん断耐力発揮後の靱性を改善する働きを有する。これは、最大せん断耐力時にせん断補強筋が降伏ひずみに達しておらず、せん断補強筋量が多くなると降伏ひずみに達する時期が遅れることが原因であると考えられる。なお、本研究では、せん断補強筋比 w_p を0.69~0.73とほぼ同一とし、降伏応力度 $w\sigma_y$ を変えることによって、せん断補強筋量 $w_p \cdot w\sigma_y$ を変化させたが、せん断補強筋間隔によっても影響を受けるものと考えられる。なお、何れの試験体も最大せん断耐力時までに圧縮側主筋、H形鋼フランジは圧縮降伏している。

既往⁵⁾の十字形鉄骨内蔵の場合と比較して、十字形鉄骨内蔵の場合は、靱性に優れているのに対し、H形鉄骨内蔵の場合は、靱性が確保されないことが明らかになった。これは、弱軸H形鋼の有無によって鉄骨内のコアコンクリートの拘束条件が変化することが原因であると考えられる。

4. 耐力の検討

4.1 ひび割れ発生荷重

図-4に曲げひび割れおよびせん断ひび割れの発生荷重の計算値と実験値の比較を示す。曲げひび割れ発生荷重は、

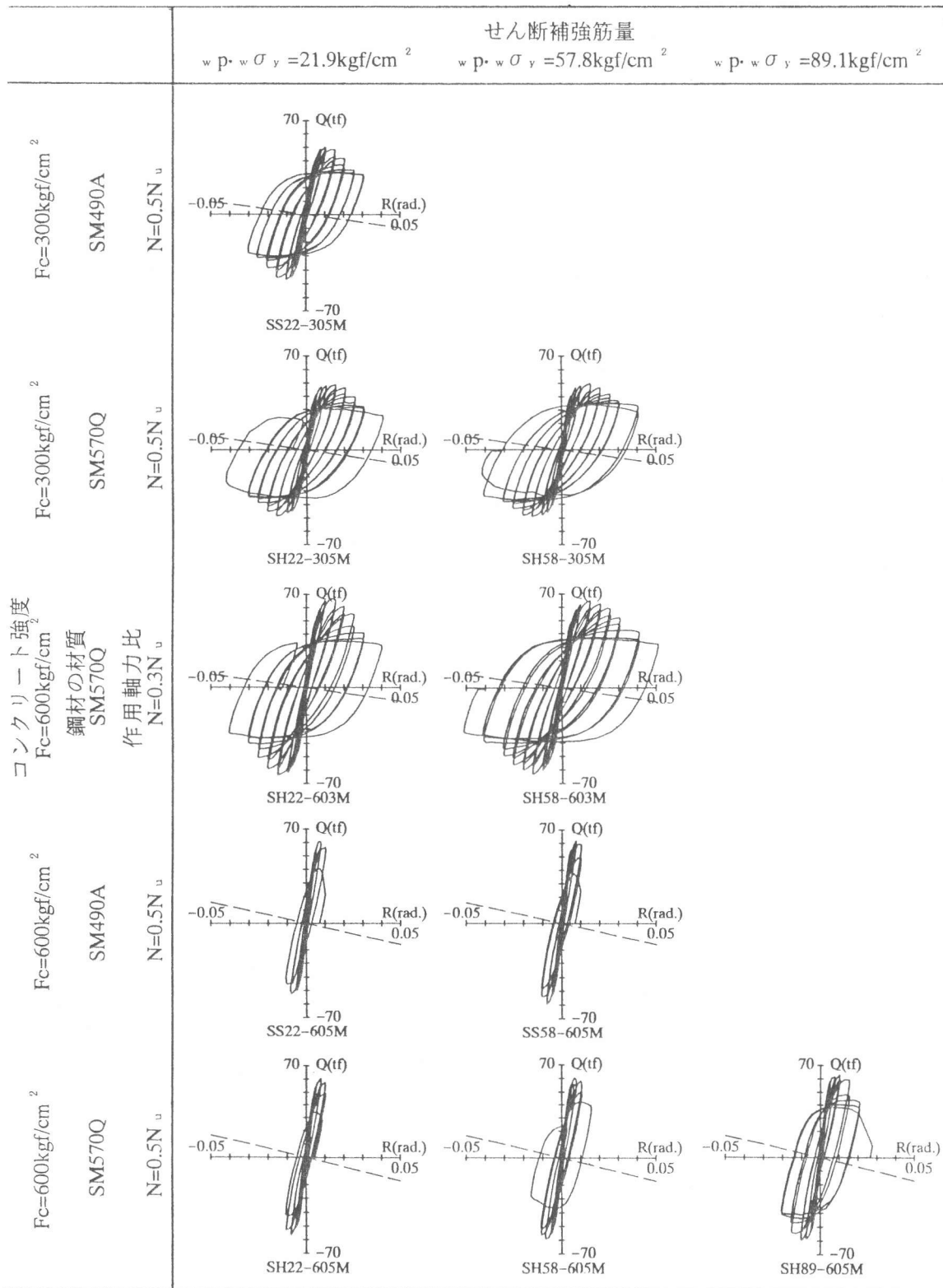


図-3 履歴曲線

$$c_m Q_{c,r} = \frac{2_c M_{c,r}}{H} \quad (4.1)$$

$$c_e M_{c,r} = Z_e (2.4 \sqrt{F_c + \sigma_0}) \quad (4.2)$$

により評価した。

また、せん断ひび割れ発生荷重は

$$cQ_{cr} = b \cdot r \cdot j (1 + \beta) \left\{ \frac{0.14 k_c \cdot k_w (500 + F_c)}{\frac{M}{Q \cdot r \cdot d} + 1.7} + 0.1 \cdot \sigma_o \right\} \quad (4.3)$$

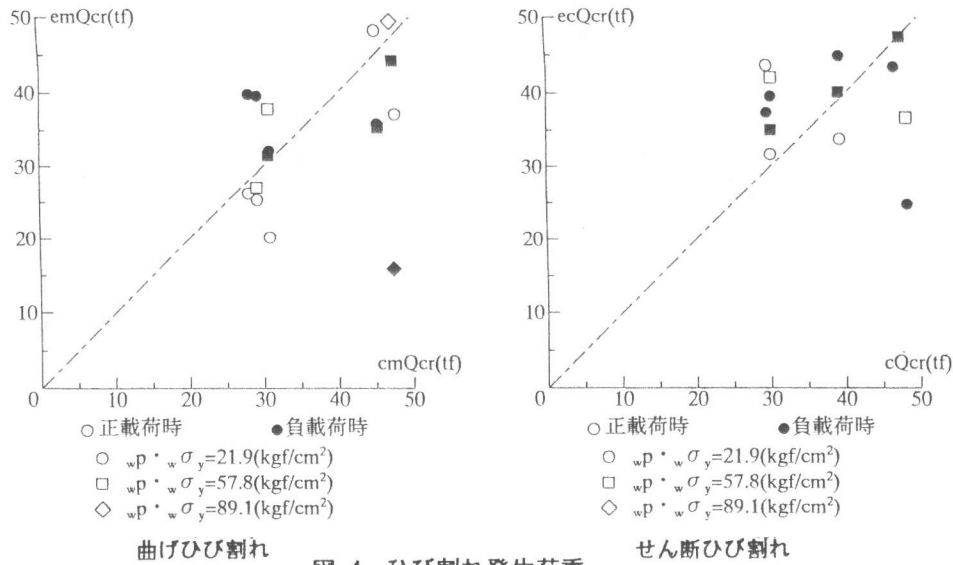


図-4 ひび割れ発生荷重

により評価した。高強度コンクリートおよび高張力鋼を用いた場合でも、ばらつきが大きいものの計算値によって実験値をほぼ評価できると考えられる。なお、表-4に各ひび割れ発生荷重の計算値を示す。

4.2. 終局せん断耐力の評価

図-5(a)および(b)にSRC規準式によって求められた終局せん断耐力の計算値と実験値の対応を示す。なお、図-5(b)は鉄筋コンクリート、鉄骨部分の負担せん断力および実験値の分布を示す。○は、曲げ耐力で決まるせん断力を示している。上段はSRC規準に準じてコンクリートの低減係数 $r_u = 0.85 - 2.5s_{pc}$ を乗じて求められた値 Q_{su1} 、下段は $r_u = 1.0$ として求められた値 Q_{su2} である。なお Q_{su1} を求めるにあたって、低減係数を乗じたのは、曲げ耐力の算定と同様、コンクリートの充填性などの影響を考慮したためである。計算結果より $r_u = 1.0$ で求められた値の方が実験値をよく評価していることが読みとれる。なお、いくつかの試験体で、 Q_{su1} と Q_{su2} が同じ値になっているのは、計算によって求められるせん断耐力が作用軸力に影響されない範囲に存在するためである。特に、せん断補強筋

表-4 ひび割れ発生荷重

試験体名	曲げひび割れ発生荷重			せん断ひび割れ発生荷重		
	cmQcr (tf)	emQcr/cQcr 正	emQcr/cQcr 負	cQcr (tf)	ecQcr/cQcr 正	ecQcr/cQcr 負
SS22-305W	28.0	0.94	1.42	29.6	1.48	1.26
SH22-305W	29.2	0.87	1.36	30.1	1.06	1.32
SH58-305W	29.2	0.93	0.93	30.1	1.40	1.17
SH22-605W	47.7	0.78	1.11	48.3	1.16	0.51
SH58-605W	47.4	1.14	0.93	48.2	0.76	1.19
SH89-605W	47.8	1.10	1.15	48.6	1.19	1.13
SS22-605W	45.3	1.07	0.79	46.6	1.12	0.93
SS58-605W	45.4	1.26	0.78	47.5	1.15	1.00
SH22-603W	30.9	0.65	1.04	39.3	0.86	1.14
SH58-603W	30.7	1.23	1.02	39.1	1.28	1.03

表-5 終局せん断耐力

試験体名	実験値 Qexp. (tf)	SRC規準式 cru=0.85-2.5s _{pc}		SRC規準式 cru=1.0	
		Qu1 (tf)	Qexp./Qu1 (tf)	Qu2 (tf)	Qexp./Qu2 (tf)
SS22-305W	50.5	32.8	1.54	38.7	1.30
SH22-305W	51.9	32.9	1.58	41.9	1.24
SH58-305W	52.4	33.0	1.59	44.6	1.18
SH22-605W	61.1	49.0	1.25	49.0	1.25
SH58-605W	62.4	57.7	1.08	57.7	1.08
SH89-605W	64.5	60.3	1.07	67.4	0.96
SS22-605W	58.9	45.1	1.31	45.1	1.31
SS58-605W	63.0	54.8	1.15	54.8	1.15
SH22-603W	67.9	48.5	1.40	48.5	1.40
SH58-603W	66.8	57.2	1.17	57.2	1.17

量の増加によって実験値と計算値の対応がよくなる傾向が見られるが、せん断補強筋が最大せん断耐力時に降伏していないなど、終局せん断耐力式で与えられている条件と異なることから、せん断補強筋量の評価に関して何らかの検討が必要であると考えられる。表-5に終局せん断耐力の計算値を示す。

5. 結論

- 1) 高強度コンクリートを用いた場合、軸力比 0.3の試験体は、最大耐力以後、耐力低下が緩やかであるのに対し、軸力比 0.5の試験体では、耐力低下が著しく脆性的な破壊性状を示す。しかしながら、高張力鋼を用いるか、または、せん断補強筋量を多くすることで、靱性を改善することができる。
- 2) 高強度コンクリートと高張力鋼を用いた場合でも、既往の算定式により、ひび割れ発生荷重をほぼ評価できる。
- 3) 高強度コンクリートと高張力鋼を用いた場合でも、現行のSRC規準における終局せん断耐力式によって、実験値をほぼ評価できることが明らかになったが、せん断補強筋が最大せん断耐力時に降伏していないなど、終局せん断耐力式で与えられている条件と異なることから、せん断補強筋量の評価に関して何らかの検討が必要であると考えられる。

6. 謝辞

本研究の一部は、平成 4年度文部省科学研究費補助金一般研究 B(課題番号02452215)によって行われたものである。

[参考文献]

- 1) 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(4版)、1987. 4
- 2) 津田和征他:高張力鋼を用いたSRC構造の開発研究(No. 37)、高張力鋼を用いたSRC柱のせん断破壊性状(その3)、pp. 1421-1422、1988. 10
- 3) 勝野 潤他:高強度コンクリートを用いたSRC柱の力学的性状に関する研究(その7)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1725-1726、1992. 8
- 4) 勝野 潤他:高強度コンクリートを用いたSRC柱の力学的性状に関する研究(その3)、(その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1715-1718、1991. 9
- 5) 藤田幸二他:高強度コンクリートと高張力鋼を用いたSRC柱のせん断破壊性状、コンクリート工学年次論文報告集vol. 15、1993. 6

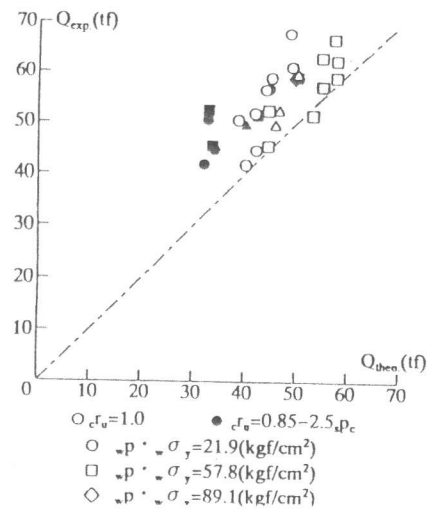


図-5(a) 終局せん断耐力

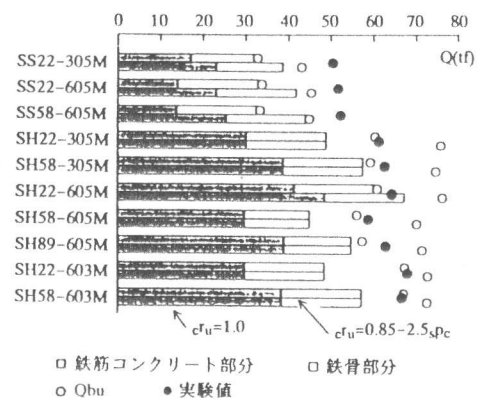


図-5(b) 鉄筋コンクリートと鉄骨の負担せん断耐力および実験値