

論文

[2166] 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

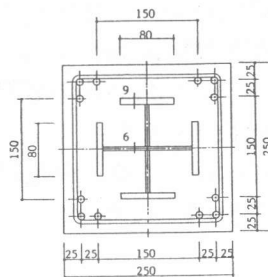
藤田幸二*1・宮内靖昌*2・西村泰志*3・南 宏一*4

1. 序

近年、建築構造物の高層化に伴い低層階部分における柱部材は、自重による高軸力、さらに地震時には大きなせん断力が作用し、せん断破壊を生じる可能性がある。そこで鉄筋コンクリート造に比べて靱性に優れた鉄骨鉄筋コンクリート造（以下 SRC と略す）を用い、更に、高強度材料を用いることによって、柱に作用する見かけの軸力比が低減されるため、合理的な建築構造物の設計が可能になると考えられる。しかし、高強度材料を用いると従来の普通強度の材料と比べて、降伏ひずみ等の力学的性質が異なり、累加強度理論が適用できるか等の問題が生じる。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 HT60 の高張力鋼を用いた十字形鉄骨内蔵 SRC 柱のせん断破壊性状を実験的に明らかにし、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 600 mm 、柱主筋には 12-D10、せん断補強筋は 35 mm 間隔で配筋されている。内蔵される鉄骨断面は十字形でありその公称寸法は $+150 \times 80 \times 6 \times 9$ である。実験変数は、コ



鉄筋
12-D10
鉄骨
+150x80x6x9

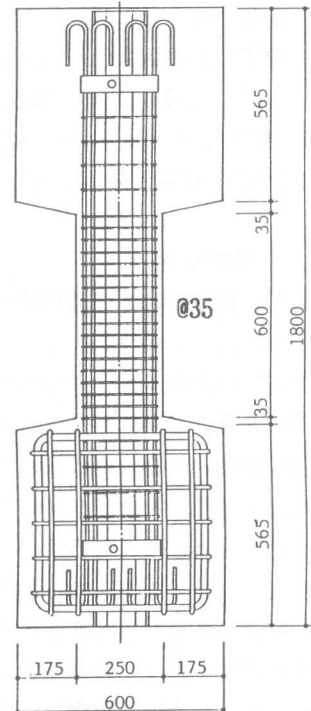


図-1 試験体の断面構成および形状寸法

表-1 実験計画

試験体名	鋼種	せん断補強筋量 $P_w \cdot w \cdot \sigma_y$ (kg/cm^2)	コンクリート強度 F_c (kg/cm^2)	軸力比 (N/N_{uc})
SS22-305C	SM490A	21.9	300	0.5
SH22-305C	HT60	21.9	300	0.5
SH58-305C	HT60	57.8	300	0.5
SH22-605C	HT60	21.9	600	0.5
SH58-605C	HT60	57.8	600	0.5
SH89-605C	HT60	89.1	600	0.5
SS22-605C	SM490A	21.9	600	0.5
SS58-605C	SM490A	57.8	600	0.5
SH22-603C	HT60	21.9	600	0.3
SH58-603C	HT60	57.8	600	0.3

- *1 大阪工業大学大学院 工学研究科建築学専攻、（正会員）
 *2 榑竹中工務店技術研究所、（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)

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/cm² の 2 種類、鋼材の材質は SM490A、HT60 の 2 種類、せん断補強筋量 $p_w \cdot w \sigma_y$ は 21.9、57.8、89.1 kgf/cm² の 3 種類、作用軸力比 $n (=N/N_{uc}, N; \text{作用軸力}, N_{uc}; \text{柱の終局圧縮耐力})$ 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 p_w をほぼ同一とし ($p_w=0.69 \sim 0.73$)、降伏応力度 $w \sigma_y$ を 3000、8000、および 13000 kgf/cm² と変えることによって、せん断補強筋量 $p_w \cdot w \sigma_y$ を変化させた。なお、せん断補強筋の降伏応力度 $w \sigma_y$ が 3000、8000 kgf/cm² のものは突合合わせ溶接による閉鎖形、13000kgf/cm² のものは異形PC鋼棒を用いたスパイラル形とした。

表-2、表-3 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 $R(\delta/h; \delta; \text{柱頭と柱脚との相対変位}, h; \text{柱長})$ を $\pm 0.05 \text{ rad.}$ まで正負の繰返しせん断力を負荷させた。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ及び破壊状況

図-2に、 $N=0.5N_{uc}$ かつ $F_c=600 \text{ kgf/cm}^2$ 、HT60 を用いた試験体の最大せん断耐力時のひび割れ発生状況を示す。何れの試験体も初期斜めひび割れ発生後、主筋に沿った縦ひび割れ、鉄骨に沿った縦ひび割れが発生した。なお、 $F_c=600 \text{ kgf/cm}^2$ において、SM490A を用いた場合と比べて HT60 を用いた場合には、せん断補強筋量に拘らず各初期ひび割れ荷重は高くなる傾向にある。また、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ひび割れ発生荷重は高くなる。なお、作用軸力に関して、コンクリート強度に拘らず、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。なお、主

表-2 鋼材の力学的性質

鋼材	降伏強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	降伏比	伸び (%)	ヤング係数 (kg/cm ²)
柱主筋(D10)	3506	5068	0.70	0.20	1.90×10^6
補強筋(D8)	4333	5694	0.76	0.12	-
(6.35φ)	9816	11774	0.82	0.14	-
(8.40φ)	14440	15358	0.94	0.08	-
フランジ(PL-9)	SM490A 3872	5273	0.70	0.25	2.12×10^6
	HT60 4730	6300	0.75	-	-
ウェブ(PL-6)	SM490A 4004	5333	0.74	0.24	2.07×10^6
	HT60 4280	6070	0.71	-	-

表-3 コンクリートの力学的性質

設計基準強度 (kg/cm ²)	圧縮強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	強度時ひずみ (%)	ヤング係数 (kg/cm ²)
$F_c=300$	318	27.1	0.280	2.12×10^5
$F_c=600$	678	54.5	0.307	3.11×10^5
$F_c=600$	557	45.5	0.288	2.86×10^5

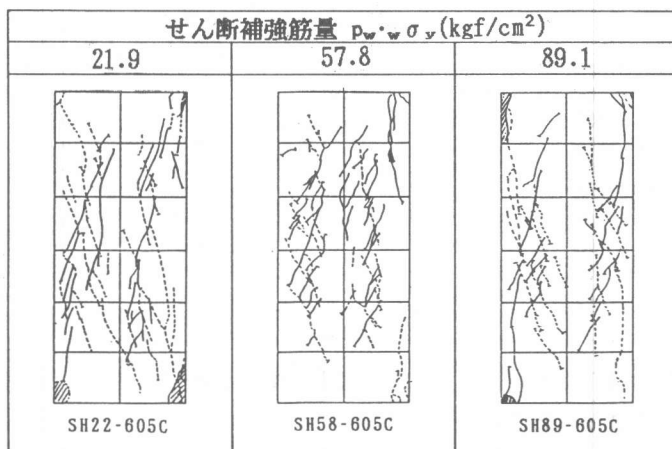


図-2 最大せん断耐力時までのひび割れ発生状況

表-4 各ひび割れ発生荷重および変位部材角

試験体名	コンクリート強度 σ_c (kg/cm ²)	作用軸力 N (tf)	曲げひび割れ Q_{fc}/R_{fc}		せん断ひび割れ Q_{sc}/R_{sc}		主筋付着ひび割れ		縦ひび割れ rQ_{cc}/rR_{cc}		圧縮破壊 Q_{cc}/R_{cc}		最大荷重 ^{*)} Q_{max}/R_{max}	
			正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負
SS22-305C	318	190.4	23.9/0.35	30.8/0.58	27.3/0.45	23.0/0.19	35.7/0.81	38.8/0.72	-	-	30.8/0.58	32.3/0.44	41.5/1.42	42.0/1.48
SH22-305C	318	213.3	28.0/0.29	28.0/0.29	28.8/0.35	22.0/0.17	28.9/0.42	33.8/0.52	35.8/0.74	35.9/0.78	18.0/0.17	22.3/0.23	44.1/1.51	45.0/1.50
SH58-305C	318	213.3	32.3/0.54	32.7/0.45	32.3/0.54	15.4/0.10	37.3/0.78	23.4/0.25	0.1/0.54	37.1/1.01	32.3/0.54	20.0/0.18	46.2/1.55	44.6/1.51
SH22-805C	878	318.3	55.2/0.84	48.0/0.41	43.7/0.38	44.8/0.35	57.2/0.80	50.4/0.88	53.0/0.52	48.0/0.41	57.2/0.80	30.5/0.18	80.1/0.80	53.2/0.54
SH58-805C	878	318.3	-	47.2/0.55	38.1/0.23	25.8/0.29	51.8/0.44	51.5/0.55	51.8/0.44	-	45.0/0.30	50.4/0.50	59.3/0.72	58.7/1.07
SH89-805C	878	318.3	49.5/0.77	15.9/0.02	53.4/0.55	51.4/0.50	51.3/0.49	54.0/0.75	7.9/0.80	54.0/0.75	51.4/0.50	47.3/0.41	80.8/0.80	56.8/0.75
SS22-805C	557	258.8	34.0/0.33	39.3/0.49	43.1/0.45	27.9/0.24	51.7/0.77	42.2/0.49	29.3/0.22	33.6/0.30	51.7/0.77	42.2/0.49	54.0/0.77	49.3/0.75
SS58-805C	557	258.8	34.0/0.33	40.2/0.41	30.7/0.29	32.3/0.26	50.4/1.06	47.2/0.75	39.2/0.42	40.2/0.41	34.0/0.33	48.2/1.08	53.2/0.79	49.8/0.75
SH22-803C	557	189.0	43.1/0.54	41.1/0.56	43.1/0.54	28.7/0.21	40.0/0.53	48.8/0.54	7.0/0.24	0.2/0.04	43.1/0.54	42.7/0.46	57.7/1.06	55.4/0.86
SH58-803C	557	189.0	36.3/0.42	35.8/0.31	36.3/0.42	30.3/0.23	37.3/0.50	53.6/1.26	54.4/0.81	51.4/1.02	37.3/0.50	30.9/0.31	57.0/1.53	57.4/1.51

*)転倒モーメントによる影響を考慮した値である

筋および鉄骨に沿った縦ひび割れが多数観察されたが、変形状態に対して大きな影響は見られなかった。表-4 に各試験体の初期ひび割れ発生荷重およびその発生部材角を示す。これらのひび割れ発生後、相対変位部材角が大きくなると材端部のコンクリートの圧縮破壊が発生し、その直後に部材耐力は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

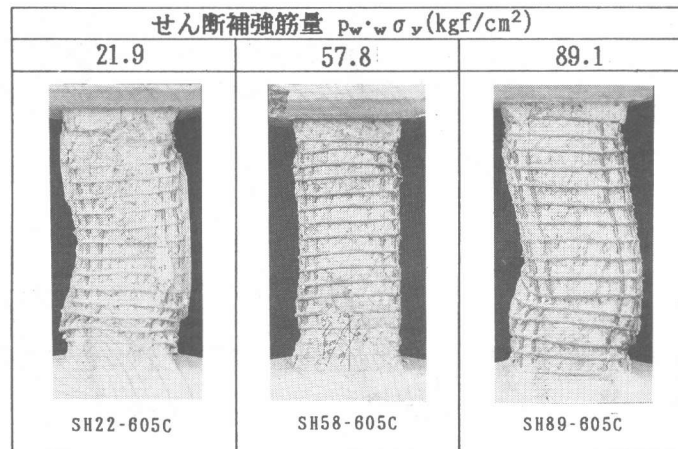


図-3 最終破壊状況

よび付着ひび割れが部材全長に進展し、被りコンクリートの剥落が著しい。また、 $N=0.5N_{uc}$ の試験体では、 $R=0.025\sim0.030$ rad. で柱端部に主筋の座屈が観測された。しかしながら、主筋の座屈は、変形状態に対して大きな影響は見られなかった。

なお、図-3に $N=0.5N_{uc}$ かつ $F_c=600$ kgf/cm²、HT60 を用いた試験体の最終破壊状況を示す。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。

3.2 履歴特性

図-4 に履歴曲線を示す。縦軸は作用せん断力 Q (tf)、横軸は相対変位部材角 R (rad.) を表す。図中の破線はP- δ 効果を示す。

$N=0.3N_{uc}$ の場合、何れの試験体とも $R=0.010\sim0.015$ rad. で最大せん断耐力を発揮するが、せん断補強筋量 $p_w \cdot w_s$ による相違はほとんど観察されない。最大せん断耐力発揮後の耐力低下は非常に緩やかであり、 $R=0.05$ rad. までエネルギー消費能力に優れた紡錘形の履歴特性を示す。

$N=0.5N_{uc}$ かつ $F_c=300$ kgf/cm²を用いた試験体は、何れの試験体とも $R=0.015$ rad. で最大せん断耐力を発揮した。最大せん断耐力に関して、鋼材の材質、せん断補強筋量の差はほとんど無い。以後、耐力低下はゆるやかであり、 $R=0.05$ rad. までエネルギー消費能力に優れた紡錘形の履歴曲線となる。一方、 $F_c=600$ kgf/cm²を用いた試験体で $N=0.5N_{uc}$ の場合、HT60 の鋼材を用いたものは SM490A の鋼材を用いたものよりも最大耐力は 1 割程度大きくなるが、300kgf/cm²

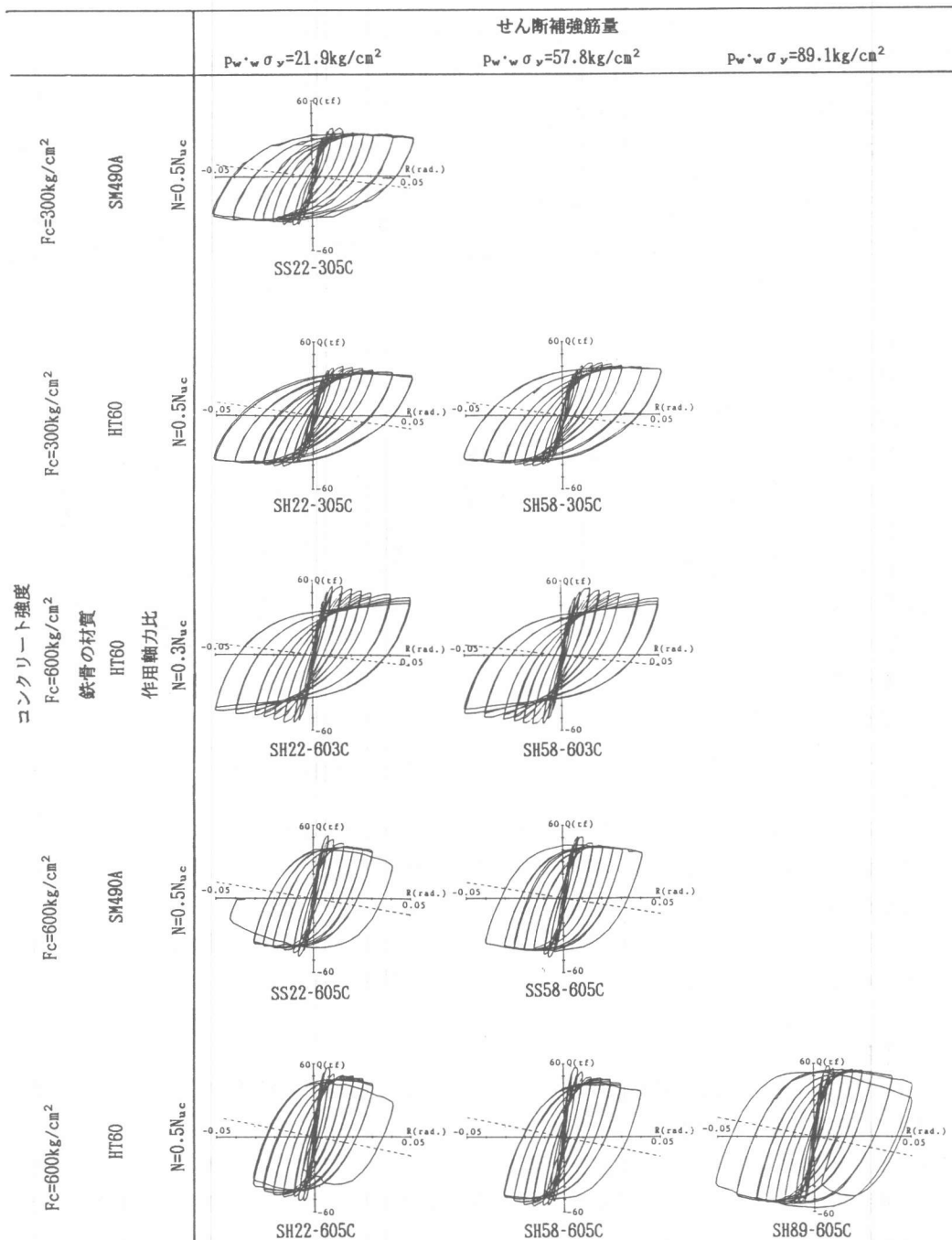


図-4 履歴曲線

のコンクリートを用いた場合と比較して最大耐力を発揮する変形量は小さい。作用軸力が $N = 0.3 N_{uc}$ の場合は、最大耐力後の耐力低下は小さく、最大耐力以後の変形性状に関してせん断補強筋量の影響はほとんど観察されないのに対し、作用軸力が大きい場合は最大耐力後の耐力低下は大きいものの、せん断補強筋量が多くなると最大せん断耐力以降の耐力低下を減少させる働きを有する。特に、 $p_w \cdot w \sigma_y = 89.1 \text{ kgf/cm}^2$ の試験体では耐力低下がほとんどなく、エネルギー消費能

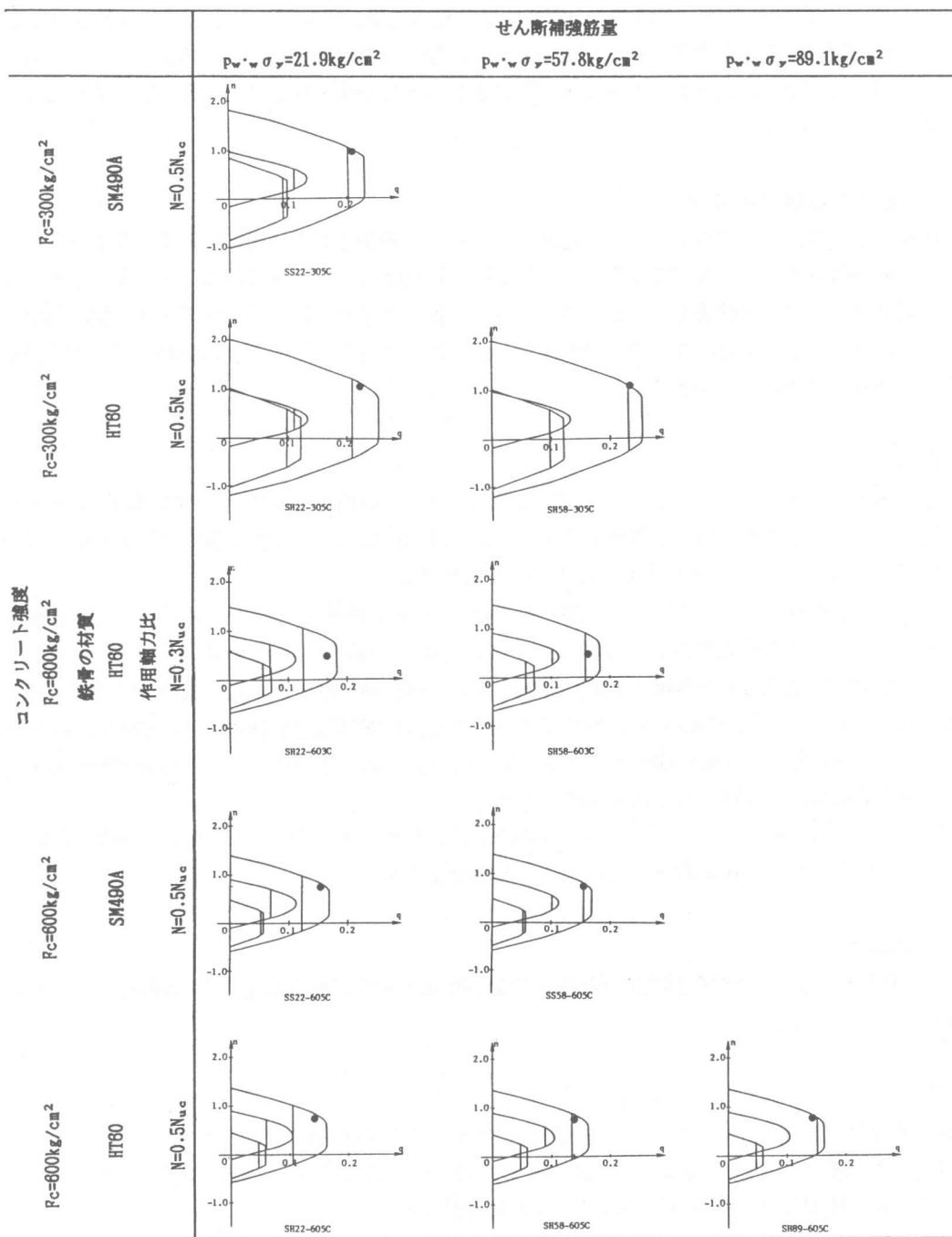


図-5 一般化累加による n - q 相関曲線

力に極めて優れた紡錘形の履歴曲線となる。

3.3 鋼材要素のひずみ推移状況

何れの試験体も最大せん断耐力までに圧縮側主筋、強軸H形鋼、弱軸H形鋼フランジは圧縮降伏しているが、引張側主筋、強軸H形鋼フランジのひずみは降伏ひずみの 1/3 程度である。なお、

$N=0.3N_{uc}$ の試験体では、引張側の主筋および強軸 H 形鋼フランジに引張ひずみが認められた。せん断補強筋のひずみの推移状況を見ると、各試験体とも最大耐力時には降伏ひずみに達していないが、最大耐力以後コンクリートの剥落にともなひずみは急増し、降伏ひずみに達している。

4. 終局せん断耐力の評価

図-5に、計算によって求められたせん断耐力を示す。縦軸は軸力に関する無次元化量 $n(=N/bdF_c)$ 、横軸はせん断力に関する無次元量 $q(=Q/bdF_c)$ を示す。●は正載荷時の実験値を示す。なお、終局せん断耐力は鉄骨および鉄筋コンクリート部分のそれぞれのせん断耐力を SRC 規準に準じて評価し、それぞれの耐力を一般化累加して求められたものである。計算値によって実験値をほぼ評価できることが分かる。

5. 結論

1) 300 kgf/cm² のコンクリートを用いた場合、HT60 の鋼材を用いたものは SM490A の鋼材を用いたものよりも最大耐力は若干大きくなるが、変形性状は、せん断補強筋量にかかわらず相對変位角が 0.05 rad. まで安定した履歴性状を有する。

2) 600 kgf/cm² のコンクリートを用いた場合、HT60 の鋼材を用いたものは SM490A の鋼材を用いたものよりも最大耐力は 1 割程度大きくなるが、300 kgf/cm² のコンクリートを用いた場合と比較して最大耐力を発揮する変形量は小さい。作用軸力が小さい場合は最大耐力後の耐力低下は小さく、最大耐力以後の変形性状に関してせん断補強筋量の影響はほとんど観察されないのに対し、作用軸力が大きい場合は最大耐力後の耐力低下は大きい、せん断補強筋量が多くなると最大せん断耐力以降の耐力低下を減少させる。

3) HT60 の鋼材および 600 kgf/cm² の高強度コンクリートを用いた場合でも終局せん断耐力は、SRC 規準に基づくせん断耐力式によってほぼ評価できる。

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. 24)、高張力鋼を用いた SRC 柱のせん断破壊性状(その 1)、pp.1249-1250、1987.10
- 3) 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
- 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) 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