

論文

[2074] 高強度コンクリートを用いたSRC短柱の力学性状に関する実験的研究

正会員○田中 清 (フジタ技術研究所)
 正会員 狩野芳一 (明治大学建築学科)
 正会員 寺岡 勝 (フジタ技術研究所)
 正会員 藤原敏夫 (フジタ技術研究所)

1. はじめに

本研究は、梁降伏による全体崩壊形を意図して設計される建物に適用する、高強度コンクリートを用いたSRC造非ヒンジ短柱のせん断強度の評価法を検討することを目的としている。このような部材の強度性状に及ぼす影響因子としては、鋼材とコンクリートの協働作用時における変形適合性、梁および柱-梁接合部の損傷にともなう材端の拘束条件等が挙げられる。

本論文では、設計基準強度 F_c が 450 kg/cm^2 の高強度コンクリートを用いた場合について、従来一般的に行われているように、材端に剛な加力スタブを取り付けた試験体について、主として軸圧を実験因子として行った曲げせん断実験結果を基に、SRC短柱のせん断強度について検討を行った。

表-1 試験体の一覧と断面詳細

試験体	加力方向	断面寸法 $b \times D$ (mm×mm)	クリップ 長さ h_o (mm)	$h_o/2D$	軸力 N (t)	軸圧比 $\frac{\sigma_o}{\sigma_B}$ (%)	主筋		帯筋		鉄骨
							$r_{pg}(\%)$ (本-径)	p_t (%)	形状	$p_w(\%)$ (径-間)	
No. 1	弱軸	300x300	600	1.00	400.0	0.860	2.26 (16-D13)	0.71	0.95 (D6@45)	2.75 BH-	
No. 2	45° 方向			0.71	-130.0	-0.346				100x65 x12x12	
No. 4	強軸	330x330	800	1.27	54.5	0.096	1.40 (12-D13)	0.45	0.40 (5φ@60)	2.12 H-	
No. 5					108.9	0.192					
No. 6					163.4	0.288					
No. 7					363.0	0.673					
No. 8											
No. 39							2.19 (12-D16)	0.73	1.16 (7φ@40)	無し	

2. 実験概要

2.1 試験体

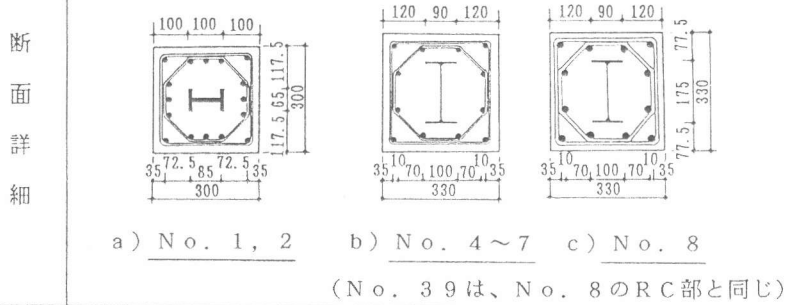
試験体は40~50階超高層共同住宅の下層階非ヒンジ柱を対象とし、断面諸元は試設計結果[1]を基に決定した。その一覧を表-1に示し、形状・寸法を図-1に示す。縮尺は実断面に対し1/3.7~1/2.7とした。実験因子は、軸圧とその変動の有無・せん断スパン比・断面形状他である。

No. 1、2 は、鉄骨せい(Hs)が断面せい(D)に対

して0.33と小さく、かつ変動軸力を载荷した。No. 1 は鉄骨を弱軸方向に配置し、No. 2 は2方向地震入力を想定して、せん断力を断面主軸に対し45°方向に载荷した。No. 4~No. 8 は鉄骨を強軸に配し、 H_s/D を0.53として一定軸力を载荷した。No. 39 は比較用のRC柱である。

使用した普通コンクリートには、粗骨材最大寸法13mmの豆砂利を用いた。No. 1、2の鉄骨は溶接H形鋼(材質SM490A)を、No. 4~8の鉄骨は市販のH形鋼(同SS400)を用いた。主筋には材質SD390相当の、帯筋にはSR295相当の鉄筋を用いた。使用材料の素材試験結果を、表-2に示す。

【記号】 σ_o : 軸圧 (= $N/(b \cdot D)$)、 σ_B : コンクリート圧縮強度



2. 2 実験方法

加力は、所定の軸力を載荷し、図-1 に示す大野式加力法に準じた静的な繰返し曲げせん断載荷とした。加力の際、水平荷重 P_1 、 P_2 を調整して、試験体部に逆対称変形を生じさせた。変動軸力の載荷経路は図-2 に示す。

3. 実験結果の概要

強度・変形および破壊モードに関する実験結果の一覧を、表-3 に示す。実験終了時のひび割れ状況例を図-3 に、また、柱せん断力 (Q) と水平変位部材角 (R) との関係の履歴曲線例と包絡線の比較を図-4 に示す。

(1) 破壊過程

最大荷重時に、

①材端部軸鋼材は、軸圧比が低い ($\eta_o < 0.3$) 試験体では、引張・圧縮側共降伏していたが、軸圧比が高い ($\eta_o > 0.6$) 試験体では、圧縮降伏し、引張降伏していなかった。また、②材中央部の材軸線上帯筋は、No. 2を除く試験体で、少なくとも四角形帯筋が

表-2 素材試験結果

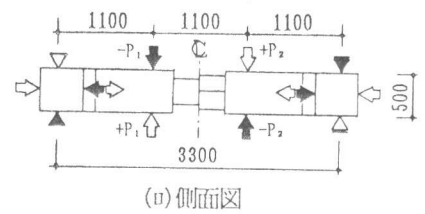
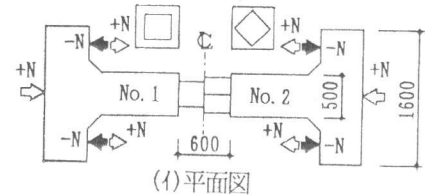
(a) コンクリート						
No.	圧縮強度 (kg/cm ²)	割裂強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (t/cm ²) ^{*1}	適用		
1	517	47	326→289	No. 1, 2		
2	521	49	296→262	No. 4~6		
3	495	40	292→258	No. 7, 8, 39		
(b) 鉄筋						
径	降伏点 (t/cm ²)	引張強さ (t/cm ²)	ヤング係数 (t/cm ²)	伸び (%)	適用	
5φ	2.94	4.69	2090	35.9	No. 4~7	
D6	3.18	4.39	1580	29.3	No. 1, 2	
7φ	3.06	4.66	1980	30.1	No. 8, 39	
D13	4.06	5.63	1880	18.7	No. 1, 2	
D13	3.86	5.93	1830	15.3	No. 4~6	
D13	4.83	6.57	1940	17.7	No. 7	
D16	4.43	6.19	1840	13.8	No. 8, 39	
(c) 鉄骨						
板厚	降伏点 (t/cm ²)	引張強さ (t/cm ²)	ヤング係数 (t/cm ²)	伸び (%)	適用	
12	3.77	5.69	1940	34.1	No. 1, 2	
5	3.91	5.11	2110	30.1	No. 4~6	
8	3.44	4.95	2180	34.2	No. 4~6	
5	3.89	4.76	2050	39.8	No. 7, 8	
8	3.34	4.52	2000	30.2	No. 7, 8	

[*1] 前者が $\sigma_n/3$ 時、後者が $2\sigma_n/3$ 時 割線剛性

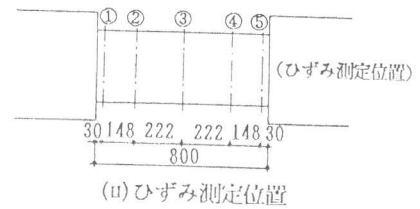
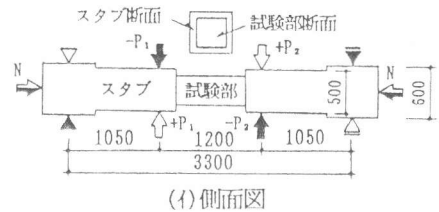
表-3 実験結果の一覧

試験体	荷 重										変 形			破壊モード
	斜めひび割れ(*1)			最 大							最大 Rmax	限界1 Ru	限界2 Riik	
	実 Qscr	実 計1	実 計2	実 Qmax	実 計3	実 計4	実 計5	実 計6	実 計7					
No. 1	47.5	0.63	0.88	58.1	0.96	1.20	1.11	1.41	0.81	4.98	6.17	6.17	DSC	
No. 2	4.0	-	-	>29.2	1.17	1.55	-	-	-	>79	>79	>79	FC	
	47.8	0.47	0.66	53.0	0.86	1.09	1.01	1.28	-	5.37	9.63	9.63	DSC	
No. 4	3.9	-	-	>30.9	1.46	1.64	-	-	-	>80	>80	>80	FC	
	53.4	1.26	1.05	58.6	1.04	1.27	1.20	1.17	1.09	20.04	46.89	>80	F→DSC	
No. 5	57.9	1.11	0.98	64.6	0.98	1.04	1.17	1.29	1.09	12.90	31.70	>80	F→DSC	
No. 6	46.4	1.30	0.71	72.0	0.96	0.98	1.16	1.44	1.12	10.09	24.90	>50	F→DSC	
No. 7	56.9	0.70	0.85	72.0	1.06	0.93	1.10	1.42	0.97	5.01	10.00	12.91	DSC	
No. 8	60.0	0.75	0.89	94.0	1.26	1.12	1.17	1.54	1.17	9.08	10.09	29.58	F→DSC	
No. 39	77.4	0.86	0.98	83.7	1.30	1.16	1.22	-	1.01	5.88	10.00	17.95	F→DSC	

[注] 実験値は正負加力時の平均値を示す。単位: Q (ton)、 R (10^{-3} rad.)、*1: 対角線状斜めせん断ひびわれ荷重
 【計算値】 1) 計1は主応力度式による値、 2) 計2は図-5(a)の破壊関数による値、 3) 計3はe関数法による値、
 4) 計4= $[0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + N \cdot D \cdot \{1 - N / (b \cdot D \cdot \sigma_n)\}] / 2 + sZp \cdot \sigma_y \cdot 2/h$ 、 5) 計5= $(0.9 + \sigma_o / 250) \cdot \{0.115ku \cdot kp \cdot (\sigma_n + 180) / (M/Qd + 0.115) + 2.7 \sqrt{pw \cdot w \sigma_y} \cdot b \cdot j + 2sZp \cdot \sigma_y / h$ 、ただし、 $\sigma_o > 0.4\sigma_n$ の時は $\sigma_o = 0.4\sigma_n$ とした。
 6) 計6は、AIJのSRC規準[2]式による値、 7) 計7は、吉川等[9]の提案式を準用して得られる値(図-11参照)
 【破壊モード】 FC: 曲げ破壊、 F→DSC: 曲げ降伏後の対角線状せん断圧縮破壊、 DSC: 対角線状せん断圧縮破壊



(a) 変動軸圧試験体



(b) 一定軸圧試験体

図-1 試験体の外形・寸法と加力方法

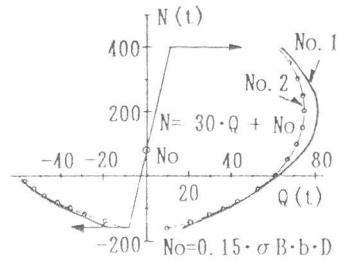


図-2 N-Q 相関曲線と変動軸力載荷経路

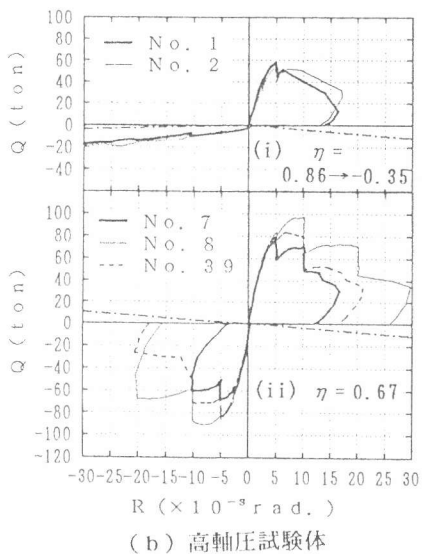
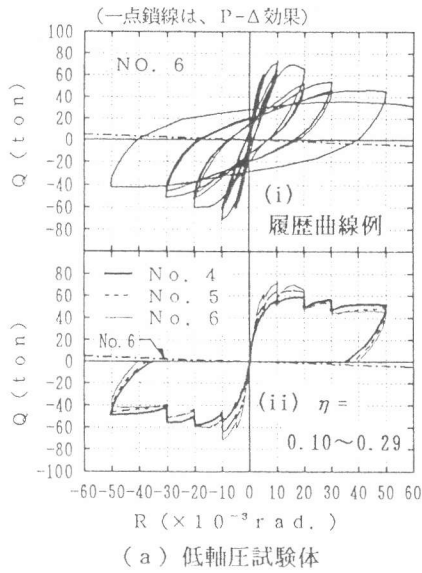


図-4 荷重-変形関係
(履歴曲線例と包絡線の比較)

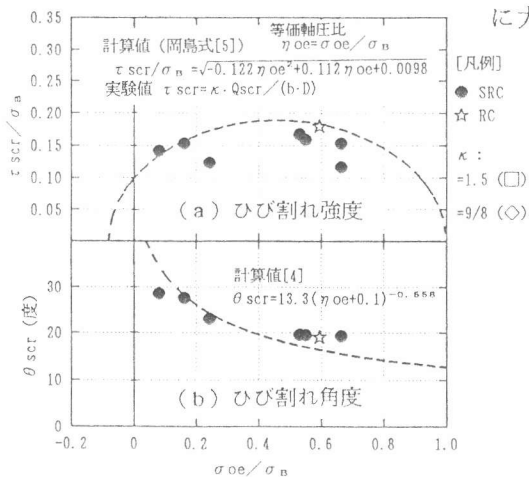


図-5 斜めせん断ひび割れの強度と発生角度 (実験値と計算値の比較)

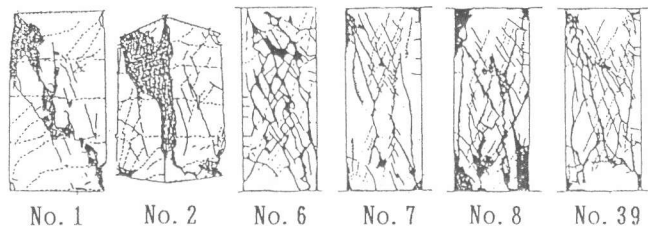


図-3 最終ひび割れ状況例

降伏し、軸圧比が低い場合には八角形帯筋も降伏していた。次に、破壊モードは、No. 1, 2の高軸圧時とNo. 7は、対角線状せん断圧縮破壊であった。No. 1, 2の引張軸力時は、曲げ破壊であった。その他の試験体は、曲げ降伏後の対角線状せん断圧縮破壊であった。

(2) 斜めせん断ひび割れ荷重と最大荷重

実験値を既往の算定式と比較すると、①材中央部に生じる対角線状斜めせん断ひび割れ荷重と主応力度式による計算値との比は、0.47~1.30であった。②最大荷重とSRC規準[2]式による計算値との比は1.17~1.54であった。また、同荷重とRC柱の最大せん断強度算定式である大野研式より得られる値に軸圧ゼロ時の鉄骨曲げ耐力時せん断力を加算した値との比は、1.01~1.22であった。

(3) 荷重-変形関係

軸圧比が低い場合には、 $R \geq 1/100$ rad. で最大荷重に達し、それ以降も $R = 5/100$ rad. まで比較的安定した履歴を示した。軸圧比が高い場合には、 $R = 0.5 \sim 1/100$ rad. で最大荷重に達し、それ以降急激な耐力低下を示した。なお、断面の加力方向が異なるNo. 1と2では、履歴性状に大きな差異は見られなかったが、最大荷重はNo. 1の方が、靱性能はNo. 2の方がやや大きな値となった。

4. 実験結果の考察

4. 1 斜めせん断ひび割れの強度と発生角度

RC短柱の斜めせん断ひび割れの強度と発生角度は、文献[3, 4]に示されるように、鋼材の軸剛性を考慮した等価軸圧 (σ_{oe}) とせん断力を受けるコンクリートの破壊関数[5]より得られる値と比較的良く一致している。ここでは、同様の手法をSRC短柱に適用した結果を示す。実験値と計算値との比較を図-5 (a), (b)に示すが、強度・角度ともに、両者は比較的良く一致した。

4. 2 最大せん断強度

(1) 断面構成材の断面力負担率

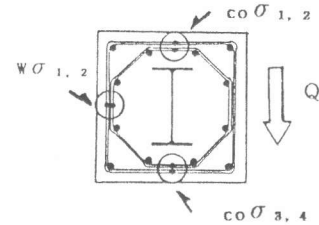
最大荷重(Q_{max})時における、各断面構成材(鉄骨、鉄筋、コンクリート)の断面力(軸力、せん断力)負担率を材軸方向にわたって示した例を、図-7(a)に示す。また、同分布より得られる材中間部での平均負担率{図-7(a)中の②~④測定位置での平均値}を、一定軸圧試験体について、等価軸圧比(η_{oe})との関係で図-7(b)に示す。ここで、鋼材の軸力は、軸応力を完全弾塑性型の応力-ひずみ関係を仮定して実測ひずみより求め、それに断面積を乗じて算出した。帯筋の負担せん断力(rQ_w)は、図-6に示す方法[6]により算出した。鉄骨のせん断力は、ウェブ中央位置の3軸ひずみ実測値より得られるせん断ひずみを用い、せん断応力を完全弾塑性型のせん断応力-ひずみ関係を仮定して求め、ウェブ断面積を乗じて算出した。降伏せん断応力は、Von-Misesの降伏条件により定めた。

a. 各材の負担軸力

各材の軸力負担率は、材軸方向にほぼ一様に分布した。軸圧比が低いと、鋼材の軸力がゼロか引張力となるため、コンクリートの負担軸力が導入軸力(N)以上に増大した。軸圧比が高いと、各材の負担軸力は軸力導入時の値とほぼ同程度であった。

b. 各材の負担せん断力

鋼材の負担せん断力は材中央部が大きくなり、コンクリートの同負担力は材端部で大きくなるのが特徴である。鉄骨の負担せん断力は、軸圧が低いと、図-7(b)中に示す軸圧ゼロ時の鉄骨曲げ降伏耐力時せん断力(sQ_{y1})とウェブ降伏せん断耐力(sQ_{y2})の中間の値となり、軸圧が高くと、 sQ_{y1} の1/2程度の値となった。帯筋の負担せん断力は、軸圧比によらず、図中に示す $rQ_{wy} (= 2.7 \sqrt{p_w \cdot w \sigma_y})$ に相当する値よりやや小さかった。また、コンクリートのせん断力負担率は、軸圧比が低い場合でも、70%程度を占め、軸圧比が高いと、80~90%に達した。



○印：ひずみ測定位置

$$r\sigma = (\sum w\sigma_i)/2 - (\sum co\sigma_k)/4$$

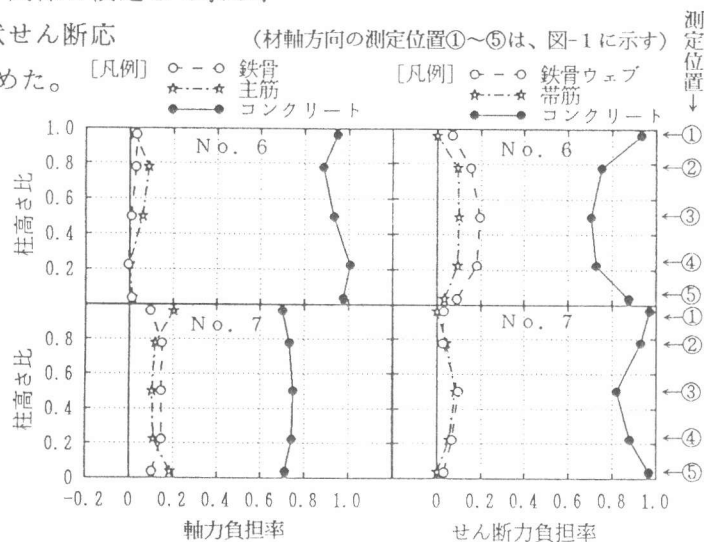
$$rQ_w = p_w \cdot r\sigma \cdot b \cdot j$$

$co\sigma_i$ ：せん断面に直交する帯筋応力(コンクリート拘束成分)

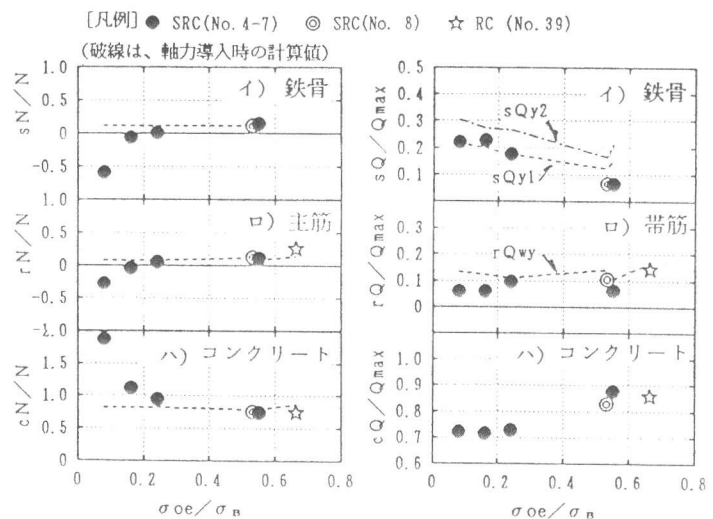
$w\sigma_i$ ：せん断面に存在する帯筋応力(せん断成分+コンクリート拘束成分)

$r\sigma$ ：帯筋応力のせん断成分

図-6 帯筋負担せん断力の算出法[6]



(a) 断面力負担率の材軸方向分布例



(b) 材中間部平均断面力負担率と等価軸圧比の関係

図-7 断面構成材の断面力負担率

(2) コンクリートアーチの作用角度

SRC短柱においても、所謂コンクリートのアーチ(以下、アーチと略す)機構は主要なせん断抵抗要素である。このアーチの最大強度を評価するためには、負担応力度・作用幅および作用角度などを明らかにする必要がある。ここでは、実験結果を基に作用角度について考察を行った。

作用角度の実験値を求めるに当り、以下に示す仮定を置く。試験体に生じたせん断圧縮破壊域は材端部と材中間部であったが、材端部での帯筋負担せん断力の評価が難しい点と、材端部が比較的剛な加力スタブにより拘束されていたためコンクリートの有効圧縮強度が上昇する点を考慮し、最大強度を支配する破壊域は材中間部であったと仮定する。次に、図-7に示す材中間部のコンクリート負担軸力(cN)とせん断力(cQ)は、アーチの、柱部材軸方向と直交方向の成分であると仮定する。以上より、最大強度に関わる材中間部のアーチ作用角度実験値(θ_a)が計算できる。

θ_a と η_{oe} との関係を示したのが図-8であるが、両者間にはほぼ線形の相関関係が見られる。また図中には、アーチの最小角度であると見做される、幅がD/2の対角線状アーチの角度(θ_{ao}) [7]を破線で示している。軸圧が低いと θ_a は θ_{ao} よりかなり大きくなり、軸圧が高くなると θ_a は θ_{ao} に近づく傾向を示した。これはRC短柱に対する文献[8]の指摘と一致している。また、 θ_a と前述の斜めひび割れ角度(θ_{scr})との関係を示したのが、図-9であるが、両者間にもほぼ線形の相関性が見られ、 θ_a は θ_{scr} の約80%程度の値となった。これらの結果より、 $\theta_{ao} < \theta_a < \theta_{scr}$ の関係が得られ、実現象ともほぼ一致するものと考えられる。また、アーチ角度は、アーチ最小角度とひび割れ角度より定まることも暗に示している。

上記アーチ角度を別途検討するため、Nielsen、Collinnsや吉川等[9]他により研究が進められているRC平板の面内せん断強度算定法を適用してみた。ここでは、文献[9]に示される吉川等の提案式(図-11参照)を準用して、作用軸圧(σ_o)下での最大せん断強度時せん断応力度(τ_{yosi})を求め、同強度時の主応力角度(θ_{cal})をモールの応力円により計算した。提案式の準用に際し、文献中に示される鉄筋係数 Ψ の値を次のように設定した。

① 軸方向鉄筋係数 Ψ_x は、

$$(rpg \cdot r\sigma_y + spg \cdot s\sigma_y) / \sigma_B \text{ とした。}$$

② 軸直角方向鉄筋係数 Ψ_y は、

$$pw \cdot w\sigma_y / \sigma_B \text{ とした。}$$

計算結果を θ_a と比較して図-10に示す。軸圧が低いと θ_{cal} は θ_a より大きく θ_{scr} に近い値とな

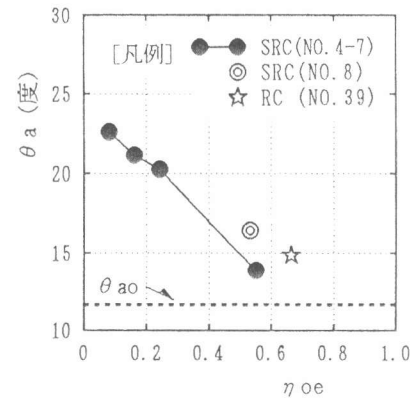


図-8 アーチ角度と等価軸圧比の関係

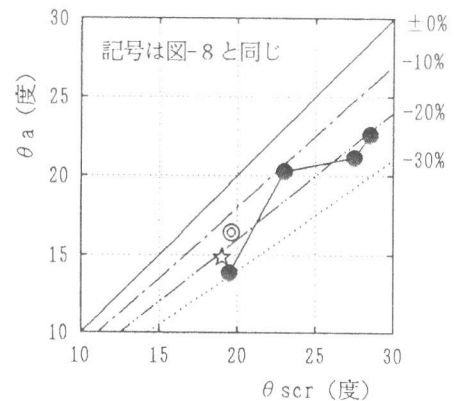


図-9 アーチ角度とせん断ひび割れ角度の関係

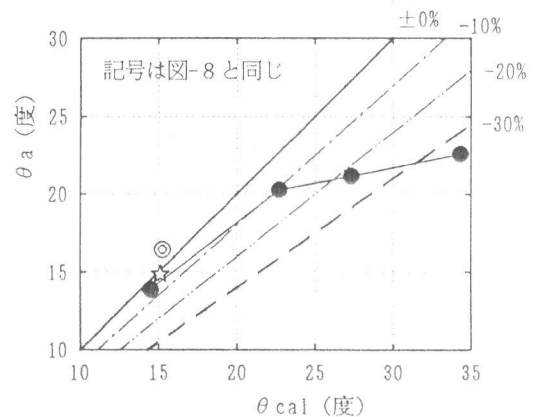


図-10 アーチ角度の実験値と計算値[9]の比較

るが、軸圧が高いと両者はほぼ一致しており、上記提案式はアーチ角度の推定に有用な手法と考えられる。

(3) 最大せん断強度の評価法に関する一検討

この結果を踏まえ、上記提案式より算定されるせん断強度(τ_{yosi})と最大荷重を($b \cdot j$)で除したせん断応力度(実験値)を夫々 σ_B で無次元化した値を、等価鉄筋係数(図-11参照)との関係で示したのが図-11である。計算値は実験値と、 $\pm 20\%$ 以内の精度で一致した。

以上の検討法には、鉄骨ウェブのせん断抵抗力を軸方向力による抵抗力に置き換えている点、せん断力算定用の断面積が異なる点および提案式のコンクリート強度に関する適用範囲が異なる点等、幾つかの問題点がある。しかし、前述したように、材中間部のせん断圧縮破壊により最大強度に達するSRC及びRC短柱では、同部は、主として、軸圧とせん断力を受けるため、そのせん断強度を評価する際に、ここで引用した提案式を、鋼材を含むコンクリートの破壊関数であるとして捉える方法は、有用であると考えられる。なお、評価方法の妥当性については今後の検討課題としたい。

5. むすび

以上の実験結果と検討結果をまとめると、次のようになる。

- (1) 対角線状斜ひび割れの強度と角度は、等価軸圧下でせん断力を受けるコンクリートの破壊関数を用いて推定出来る。
- (2) 軸圧が低い場合($\eta < 0.3$)の最大せん断強度は、既往の強度算定式により、RC部と鉄骨部のせん断強度を累加して推定することが出来る。軸圧が高い場合($\eta > 0.6$)にも、既往の強度算定式により強度の推定が可能であるが、実験では、コンクリートのせん断力負担割合がかなり増大する結果となっており、適切な評価となっていない。
- (3) 材中間部のコンクリートの負担力より算出される、コンクリートアーチの角度は、軸圧が低いものほど大きく、軸圧が高くなると材端部をむすぶ直線状のアーチ角度に近づく傾向を示した。
- (4) SRC短柱の最大せん断強度は、せん断破壊位置が材中間部と仮定し、RC平板の面内せん断強度に対する既往の提案式を準用した方法により、比較的精度よく評価できた。

【参考文献】

- [1] 田中清、狩野芳一、寺岡勝 他4名：チューブ構造形式を用いたコンクリート系超高層建物の開発研究(その1、3)、日本建築学会大会学術講演梗概集C、1990.10、pp.1157~1162
- [2] 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；1987.6
- [3] 狩野芳一、寺岡勝、小林勝巳 他3名：高軸圧下における鉄筋コンクリート短柱の力学性状に関する実験的研究(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1985.10、pp.437~438
- [4] 佐藤和彦、寺岡勝、藤原敏夫 他2名：高軸圧下における鉄筋コンクリート造短柱の力学性状に関する実験的研究、フジ工業技術研究所報、1986.11、pp.13~22
- [5] 岡島達雄：複合応力(圧縮・ねじり、引張り・ねじり)を受けるコンクリートの破壊条件(その2)、日本建築学会論文報告集、第182号、1971.4、pp.1~10
- [6] 寺岡勝、狩野芳一、藤原敏夫 他2名：鉄筋コンクリート造十字型柱・梁接合部の力学性状に関する研究(その5)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987.10、pp.617~618
- [7] 例えば、日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・解説、1988
- [8] 内田和弘、狩野芳一、寺岡勝：高軸圧下における鉄筋コンクリート短柱の力学性状に関する実験的研究(その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集C、1989.10、pp.541~542
- [9] 吉川弘道、梅原秀哲、田辺忠頼：RC平板の面内せん断強度諸理論の統一的评价ならびにそれに基づく新強度式の提案、第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集、1983.10、pp.69~78

[吉川等の提案式]

$$\text{等価鉄筋係数 } \Psi^* = \sqrt{(\Psi_x + \sigma_0) \cdot \Psi_y}$$

$$\text{せん断強度 } \eta = \tau_{yosi} / \sigma_B$$

$$\text{①鉄筋降伏型 } \eta = 0.76\Psi^* + 0.026$$

$$\text{②コンクリート圧壊型 } \eta = 4.59\Psi^* / \sqrt{\sigma_B} + 0.145$$

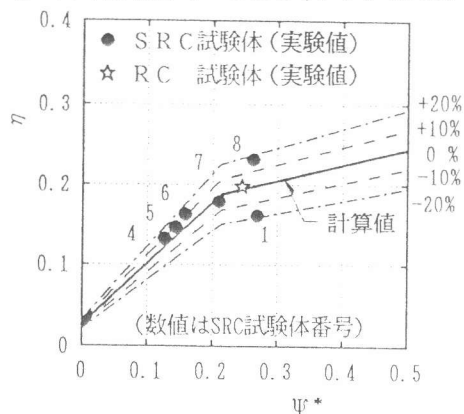


図-11 最大せん断強度の実験値と計算値の比較