

[2064] 小さなH形鋼を用いた鉄骨鉄筋コンクリート柱及びはり部材のせん断破壊性状に関する実験研究

正会員 松崎 育弘 (東京理科大学工学部)
 正会員 ○高橋 亘 (東京理科大学大学院)
 正会員 別所佐登志 (鹿島建設技術研究所)
 畠本 斉 (鹿島建設技術研究所)

1 まえがき

鉄筋コンクリート (RC) 系構造による20~40F程度の高層集合住宅の開発研究が進められている。筆者らは前報¹⁾において、それらの高層建物を対象として高強度コンクリートと拘束性の良い配筋形式とを組合わせた高軸力下の柱及びはり部材のせん断耐力評価のための実験研究結果を報告した。引き続き本報では部材の強度及び靱性を向上させる構法として、断面中央に小さなH形鋼を配した高軸力下でのSRC柱及びはり部材のせん断実験を行ったのでその結果を報告する。

2 実験計画

2.1 試験体

試験体は表-1に示すように軸力比 σ_0/F_c 、断面形式、せん断スパン比 a/D 、せん断補強筋比 p_w を実験要因とする柱12体、はり10体の合計22体である。断面は柱20x20cm、はり15x20cmで、想定した実大部材の約1/4とし、試験区間は柱40cm、はり80cmとした。図-1に配筋の一例、表-2に材料試験結果を示す (コンクリート強度は柱366kgf/cm²、はり383kgf/cm²)。なおせん断破壊を先行させるため、主筋D13はすべて焼き入れした。

2.2 加力及び測定方法

加力は図-2に示すように軸力を加え逆対称な応力を試験体に生じさせた状態で、一方向単調載荷を行った。また測定は支点間相対変位 δ 、荷重、軸力並びに主要部の主筋、せん断補強筋、鉄骨各部のひずみ度とした。

3 実験結果

表-3に破壊モード、実験最大耐力及び耐力計算値を一覧にして示す。

表-1 試験体一覧

試験体名	せん断補強筋比 p_w (%)	せん断スパン比 a/D	軸力比 σ_0/F_c	軸力 N (t)	断面形式		
柱	1 II36-K12-0	1.2	1.0	0	0	D13 6φ (a 47) 6φ (a 47)	
	2 II36-K12-2			0.2	27.8		
	3 II36-K12-4			0.4	55.5		
	4 II36-K12-6			0.6	83.3		
	5 II36-K12-0-T			0	0	H-75×75×45×45 D13 6φ (a 47) 6φ (a 47)	
	6 II36-K12-2-T			0.2	27.8		
	7 II36-K12-4-T			0.4	55.5		
	8 II36-K12-6-T			0.6	83.3		
	9 II36-K12-0-Y			0	0	H-75×75×45×45 D13 6φ (a 47) 6φ (a 47)	
	10 II36-K12-2-Y			0.2	27.8		
	11 II36-K12-4-Y			0.4	55.5		
	12 II36-K12-6-Y			0.6	83.3		
はり	13 II36-00-2B	0	2.0	0	D13 6φ 6φ		
	14 II36-06-2B	0.6					
	15 II36-12-2B	1.2					
	16 II36-18-2B	1.8					
	17 II36-00-2B-T	0			H-105×45×45×45 D13 6φ 6φ		
	18 II36-06-2B-T	0.6					
	19 II36-12-2B-T	1.2					
	20 II36-18-2B-T	1.8					
	21 II36-06-B	0.6			1.0	0	D13 6φ 6φ
	22 II36-18-B	1.8					

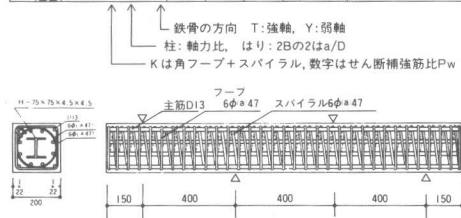


図-1 試験体の配筋一例 (強軸の柱)

表-2 材料試験結果一覧

鉄筋種類	降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	引張強度 σ_t (kgf/cm ²)	伸び (%)	部材種類		
				圧縮強度 σ_c (kgf/cm ²)	引張強度 σ_t (kgf/cm ²)	ヤング係数 E_s (10 ⁴ kgf/cm ²)
D13	86.9	90.1	11.8	柱	366	25.6
6φ	33.8	51.0	29.5			
鋼板	26.4	37.5	33.0	はり	383	2.80

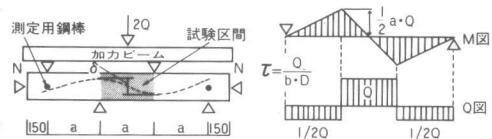
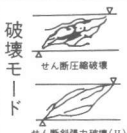


図-2 加力模式図(柱:a=0.4m はり:a=0.8m)

表-3 実験結果及び計算値一覧

試験体名	実験結果			計算値				せん断耐力(cQu=rcQu+sQu)				
	最終破壊モード	最大耐力		補正係数α	rcQu(tf)			sQu(tf)	① or ②+④		③ + ④	
		eQu(tf)	eτu(kgf/cm ²)		①	②	③	④	cQu(tf)	eQu/cQ	cQu(tf)	eQu/cQ
II36-K12-0	せん断斜張力(II)	25.5	82.8	1.20	23.0				23.0	1.11		
II36-K12-2	せん断圧縮	27.0	87.7	1.17	25.2				25.2	1.07		
II36-K12-4	せん断圧縮	29.0	94.2	1.00	27.3				27.3	1.07		
II36-K12-6	せん断圧縮	28.5	92.5	1.00	27.3				27.3	1.04		
II36-K12-0-T	せん断斜張力(II)	25.7	83.4	1.20	23.0	21.1	21.2	3.79	24.9	1.03	25.0	1.02
II36-K12-2-T	せん断圧縮	27.7	89.9	1.13	25.4	23.4	21.2	3.79	27.2	1.02	25.0	1.11
II36-K12-4-T	せん断圧縮	27.5	89.3	1.01	28.3	26.0	21.2	3.79	29.8	0.92	25.0	1.10
II36-K12-6-T	せん断圧縮	27.0	87.7	1.00	28.6	26.2	21.2	3.79	30.0	0.90	25.0	1.08
II36-K12-0-Y	せん断斜張力(II)	27.2	88.3	1.20	23.0	21.3		1.71	23.0	1.18		
II36-K12-2-Y	せん断圧縮	27.2	88.3	1.13	25.4	23.6		1.71	25.3	1.08		
II36-K12-4-Y	せん断圧縮	28.8	93.5	1.01	28.3	26.2		1.71	27.9	1.03		
II36-K12-6-Y	せん断圧縮	29.0	94.2	1.00	28.6	26.5		1.71	28.2	1.03		
II36-00-2B	せん断斜張力(I)	5.0	22.9		6.1				6.1	0.81		
II36-06-2B	せん断斜張力(II)	12.8	58.7		8.8				8.8	1.46		
II36-12-2B	せん断斜張力(II)	19.1	87.7		9.9				9.9	1.94		
II36-18-2B	せん断斜張力(II)	22.5	103.3		10.7				10.7	2.10		
II36-00-2B-T	せん断割裂	7.5	34.4		6.1	5.4	6.8	2.03	7.4	1.01	8.8	0.85
II36-06-2B-T	せん断割裂	14.3	65.6		8.8	8.1	11.3	2.03	10.1	1.42	13.3	1.08
II36-12-2B-T	せん断割裂	18.5	84.9		9.9	9.2	15.7	2.03	11.2	1.65	17.7	1.05
II36-18-2B-T	せん断割裂	19.6	90.0		10.7	10.0	20.1	2.03	12.2	1.63	22.1	0.89
II36-06-B	せん断斜張力(II)	17.5	80.3		14.3				14.3	1.22		
II36-18-B	せん断圧縮	25.0	114.7		16.3				16.3	1.54		



①②式 $r_c Q_u = b \cdot j \cdot \alpha \cdot (0.9 + \sigma_o / 250) \left\{ \frac{0.12 k u k p (180 + F_c)}{M / Q d + 0.12} + 2.7 \sqrt{\rho_w \sigma_y} \right\}$ ① $F_c = c \sigma_B$ ② $F_c = (0.85 - 2.5 \rho_o) c \sigma_B$
*はりシリーズでは上式の $\alpha(0.9 + \sigma_o / 250)$ を省く。 $k_u = 0.97$ (柱), 0.99 (はり), $k_p = 0.82 \rho^{0.23}$ $s \rho_c$: 圧縮フランジ鉄骨比 σ_o : 軸方向応力度

③式 $r_c Q_u = b \cdot j \cdot \left(\frac{b'}{b} \bar{\alpha} F_c + \rho_w \sigma_y \right)$ $\bar{\alpha} = 0.289 - 0.00045 F_c$ $b' = (\text{はり幅}) - (\text{フランジ幅})$ $\tau = \frac{Q}{b \cdot j}$

④式 $s Q_u = \text{MIN}(\sigma_y A_w / \sqrt{3}, 2 s_z \sigma_y / a)$ A_w : ウェブ断面積, s_z : 塑性断面係数, a : クリアスパン

3.1 破壊性状

軸力のない(RCはりを含む)試験体では、試験体全域に曲げ、せん断ひび割れが発生し、加力点を結ぶ方向あるいは45°方向に生じたせん断ひび割れが拡大して最大耐力を迎えるせん断斜張力破壊が生じた。しかし軸力が入った試験体では、高軸力になるほど圧縮応力の影響で曲げひび割れの数も減少し、試験区間内のせん断ひび割れ部分に圧壊が生じ耐力低下するせん断圧縮破壊が生じた(写真-1参照)。柱試験体の場合、H形鋼の有無による破壊性状の差は見られなかった。一方SRCのはりでは、写真-2に示すようなH形鋼フランジ位置に沿ったせん断ひび割れが発生し、この割裂状のせん断ひび割れが口開いて最大耐力を迎えるせん断割裂破壊が見られた(破壊モードは表-3参照)。

3.2 変形式状

図-3~5に軸力比、せん断補強筋比及び断面形式を要因とするSRC柱及びはりのQ-δ

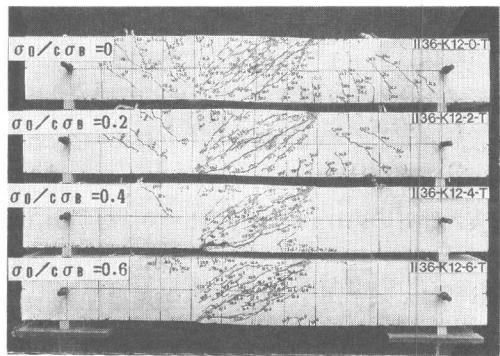


写真-1 最終破壊状況の例(強軸の柱)

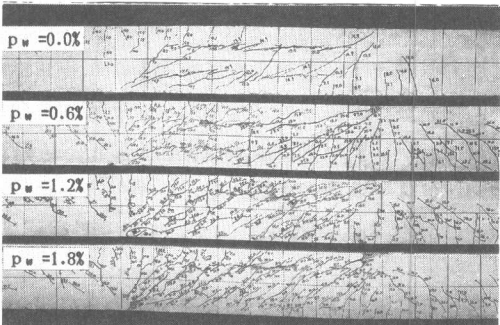


写真-2 最終破壊状況の例(強軸のはり)

関係を示す。図-3の強軸の柱では、軸力の上昇によりせん断ひび割れ後の剛性の低下は少なく、最大耐力時での変形量は小さくなっている。図-4のSRCはりでは、せん断補強筋比が増すほど最大耐力時の変形は大きくなり、最大耐力後の耐力低下も小さくなっている。また図-5に示すように、H形鋼を配する柱(軸力比0.6)では、配置方向によらず最大耐力以後の靱性がRC柱より改善されている。

3.3 最大耐力

図-6に最大せん断応力度 $e\tau_u$ と軸力比 $\sigma_0/c\sigma_B$ の関係を示す。RC柱では軸力比の増加により $e\tau_u$ は上昇し、軸力比が0.4を越えると耐力低下している。この結果は前報のRC柱と同様である。しかしSRC柱ではH形鋼を配置する方向により傾向が異なり、強軸方向は軸力比0.2を越えると耐力低下をし、弱軸方向は軸力比0.6まで耐力低下をしていない。またH形鋼を入れたことによる最大耐力の上昇効果は見られない。図-7にはりシリーズの $e\tau_u$ とせん断補強筋比 p_w の関係を示す。RC、SRCの試験体共最大耐力はせん断補強筋比の増加により上昇しているが、 p_w が1.8%では割裂などの影響により、SRCはやはりRCはりほどの耐力上昇が見られない。

3.4 負担せん断力

図-8~10にSRC柱及びはり部材のH形鋼の負担せん断力 sQ と変形 δ の関係を示す。負担せん断力は試験体中央のH形鋼に貼付したロゼットゲージにより算出した。図-8の強軸の柱及び図-10に示すはりの試験体のH形鋼の負担せん断力は、試験区間の端部鉄骨の曲げ降伏より求まるせん断力 $Q_m (=2sZ\sigma_y/a)$ を上回りフランジの降伏後はほぼ一定となっている。一方、図-9の弱軸の柱の試験体では端部の曲げ降伏より求まるせん断力を上回った後もH形鋼の負担せん断力は上昇し、最大耐力時には、曲げ降伏より求まるせん断力とH形鋼のせん断降伏より求まるせん断力とのほぼ中間にまで達している。測定結果では、はりの p_w が0%の試験体を除いてフランジがすべて降伏しており、各H形鋼

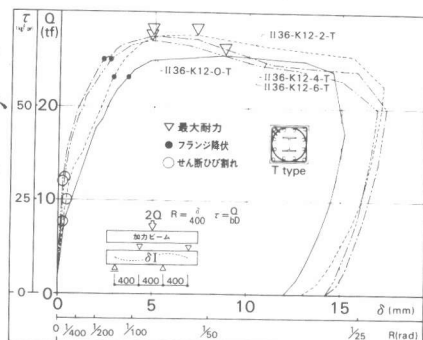


図-3 Q-δ関係(要因:軸力比)

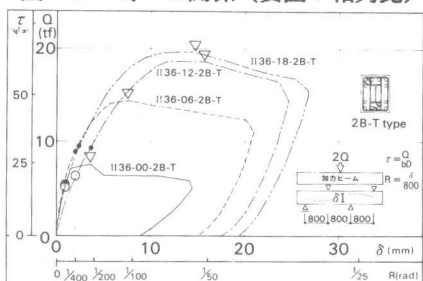


図-4 Q-δ関係(要因:せん断補強筋比)

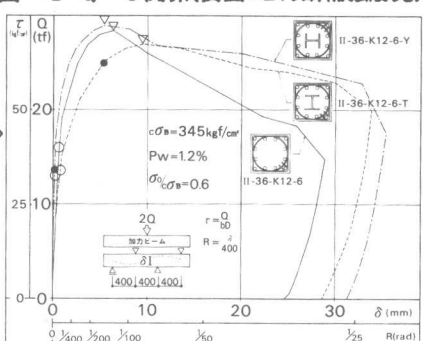


図-5 Q-δ関係(要因:断面形式)

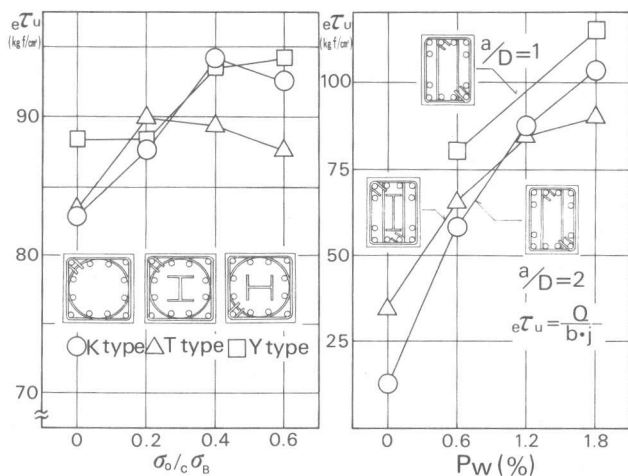


図-6 $e\tau_u - \sigma_0/c\sigma_B$ 関係

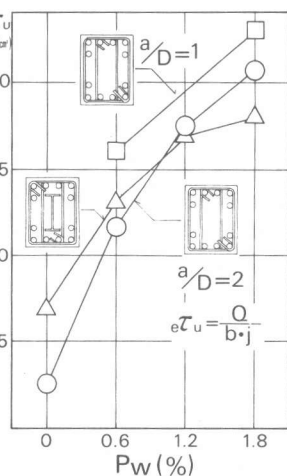


図-7 $e\tau_u - p_w$ 関係

は端部の曲げ降伏より求まるせん断力は負担していると
 思われる。図-11に最大耐力からその時のH形鋼の負
 担せん断力 sQ を差し引いて求めた最大耐力時のRC部
 分の負担せん断力 RCQ と $\sigma_0/c\sigma_B$ との関係を示す。図
 中の点線はRC部材の計算耐力(①式に相当)、一点鎖
 線はSRC部材のRC部分の計算耐力(②式に相当)を
 示す。H形鋼を入れた試験体ではRC部分の負担せん断
 力がRC部材と比べ低く、特に強軸の試験体ではRC部
 分の計算耐力をかなり下回っている。

4 せん断終局耐力式の検討

表-3にRC部分の耐力とH形鋼の耐力を分けた計算
 値一覧を示す。①式は柴田式に補正係数 α を乗じたRC
 部分のせん断耐力式²⁾で、②式は①式の F_c にH形鋼によ
 るコンクリートの強度低下を考慮した値を用いるもの
 である(SRC試験体ではRC部分のせん断力は②式を用
 いた)。③式はH形鋼フランジ面の割裂強度より求める
 RC部分のせん断耐力式³⁾で、④式はH形鋼の負担する
 せん断力である(④式は実験結果より、端部の曲げ降伏
 より求まるせん断力とした)。せん断終局耐力の計算値
 はRC部分の耐力にH形鋼の耐力を累加したものと
 求めた。以上より計算せん断耐力(=①,②+④)は、強軸
 の柱と p_w が0%のはりを除くと、比較値(eQu/cQu)が1.0
 以上となり良い適合性を示している。強軸の柱でも③式
 より求める計算せん断耐力(=③+④)では、比較値も1.02
 ~1.11の範囲となり良い適合性を示すようになる。また
 SRCはりでも③式より求める計算値では、実験耐力に
 近い値を示している。

5 まとめ

小さなH形鋼を用いた柱及びはり部材において、鉄骨
 は耐力の上昇に対しあまり寄与していないが、大きな靱
 性は有している。各負担せん断力では、H形鋼は曲げ降
 伏より求まるせん断耐力を上回っているが、RC部分は
 割裂ひび割れの影響により耐力が低下する場合もあり、
 せん断耐力評価式に関しては、その検討も大切である。

【謝辞】実験に当たり御協力頂いた東京理科大学卒研
 生 南 浩一郎君及び高橋 稔宏君に深く感謝します。

【参考文献】1)松崎他：高強度コンクリートを用いた柱及びはり部材のせん断耐力、第8回コンクリート工学年次講演集 1986年 2)別所他：高層鉄筋コンクリート造建物の柱およびはりには接合部に関する実験的研究。鹿島技研年報27号 昭54年 3)若林,南：一定軸力と確定的な繰返し曲げせん断を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断強度に関する実験研究 コンクリート工学 Vol.13, No3, March 1975

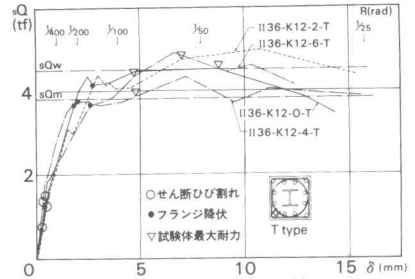


図-8 $sQ-\delta$ 関係(強軸の柱)

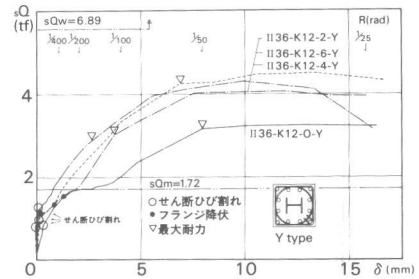


図-9 $sQ-\delta$ 関係(弱軸の柱)

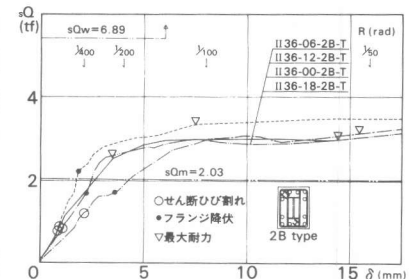


図-10 $sQ-\delta$ 関係(強軸のはり)

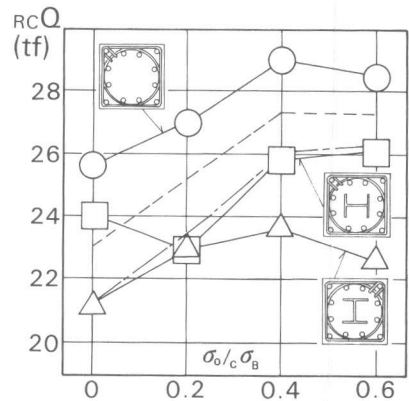


図-11 $RCQ-\sigma_0/c\sigma_B$ 関係