

15 コンクリートの曲げ圧縮限界歪の改善に関する研究

京大 六車 熙 岡 渡辺 史夫 岡田中 仁史
同 梶井 和夫 同 中村 英一

1. 序

RCまたはPC部材の曲げ破壊時の靱性改良の1つの有効な方法として、横拘束筋によるコンクリートの曲げ圧縮限界歪の増大がある。本研究では、円形および角形のスパイラルフープで横拘束した円柱および角柱の中心圧縮および一部角柱の偏心圧縮試験を行ない、特に高張力鋼を横拘束筋に用いることによって著しくコンクリートの曲げ圧縮靱性が改良されることを示すとともに、横拘束筋の必要降伏点強度、コンクリートの曲げ圧縮限界歪等を定量的に考察し、RCおよびPC部材断面の靱性改善が大幅に可能であることを示したものである。

2. コンクリート円柱の曲げ圧縮限界歪の円形スパイラルフープによる改善

2.1 供試体および載荷方法：図1に示す様な $\phi 15 \times 30$ cm円柱供試体を用いて、無筋供試体5体、普通鋼円形スパイラルフープで横拘束したCSMシリーズおよび高張力鋼円形スパイラルフープで横拘束したCSHシリーズ供試体各5体の合計12体について中心圧縮試験を行ない、歪軟化域を含むコンクリート応力-歪関係実測結果からスパイラルフープの拘束効果を論じた。供試体コンクリートかぶり厚さは0で、コンクリート打設上面には、イオウ

供試体	φ10 コンクリート シリンダー		スパイラル筋	
	圧縮 (kg/cm^2)	引張 (kg/cm^2)	径 (mm)	降伏点力 (kg/cm^2)
CSM シリーズ	314	25	5	1640
CSH シリーズ	314	25	6.4	13800

表1. 材料の機械的性質(円柱供試体)

キャッピングを施した。供試体は、打設後2日目で脱型、試験材令(50～61日)まで 20°C 水中養生を行なった。セメントは、宇部普通ポルトランドセメント(28日圧縮強度 $=433 \text{ kg}/\text{cm}^2$; 曲げ強度 $=77.6 \text{ kg}/\text{cm}^2$)を使用した。粗骨材は、最大粒径20 mm、粗粒率6.76の山砂利、細骨材は、最大粒径5 mm、粗粒率3.34の川砂を用いた。コンクリートは、重量配合比

C:S:G=1:2.65:2.68、水セメント比 $W/C=0.6$ である。スパイラルフ

ープには、CSMシリーズでは $\phi 5$ mm普通鋼を、CSHシリーズでは、 $\phi 6.4$ mm高張力鋼を使用した。実験時コンクリートの品質およびフープ筋の機械的性質を表1に示す。載荷および測定は、図2に示す装置を用い、コンクリートの歪軟化域を含む応力-歪曲線を実測した供試体コンクリートの圧縮歪は、差動トランスを用い換長25 cmで測定した。フープ筋の歪は、図1に示すように供試体中央部のフープ筋露出表面にワイヤーストレインゲージ(ゲージ長 $=2$ mm)を貼付し測定した。

2.2 実験結果およびその考察：各供試体コンクリートの応力-歪曲線を図3に示す。CSMシリーズとCSHシリーズを比較すると、耐力、靱性とも明らかに高張力鋼

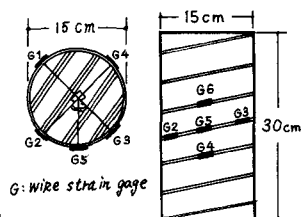


図1. 供試体

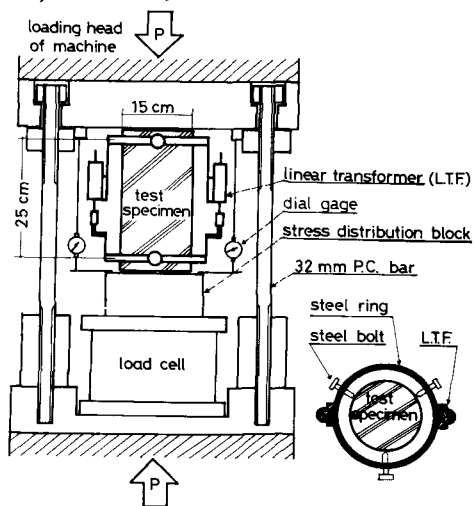


図2. 載荷および測定装置

をフープ筋に使用したCSHシリーズ供試体の方が大きく増大している。このような歪軟化域におけるコンクリート曲げ圧縮歪の最大如限值として、筆者の一人は、コンクリート応力ブロック係数 k_1, k_3 最大時のコンクリート歪をとるのが妥当としている^{*)}。ここでは、拘束コンクリート靱性評価の指標として、この定義に従う曲げ圧縮限界歪を求めた。さらに、その歪における無次元化した拘束コンクリートの蓄積エネルギー($k_1, k_3 \times \epsilon_{k1, k3, m}$; $\epsilon_{k1, k3, m} = k_1, k_3$ 最大時コンクリート圧縮歪)を計算した。その結果を表2に示す。

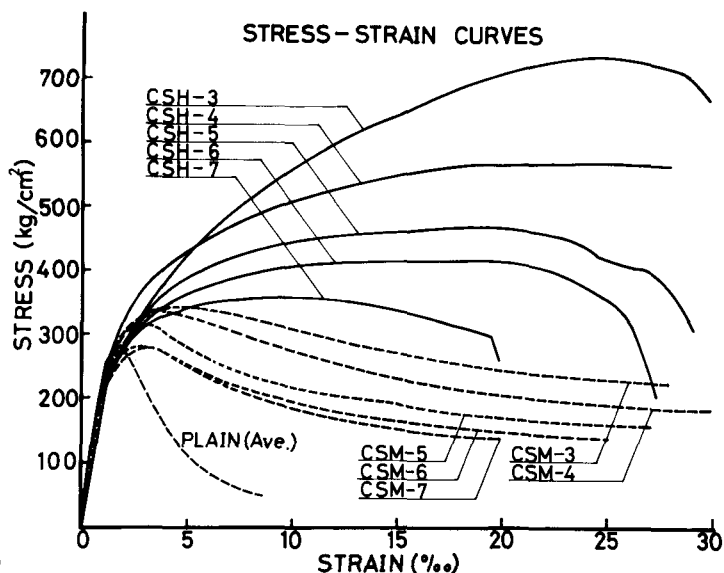


図3. 円柱供試体 応力歪曲線

無拘束コンクリートに比べて、拘束コンクリートの曲げ圧縮限界歪は、全供試体とも大きくになっているが、特に、フープ筋に高張力鋼を用いたものは、著しい曲げ圧縮限界歪の増大が認められる。たとえば、CSH6供試体では、フープ筋体積比がほぼ同じCSM4供

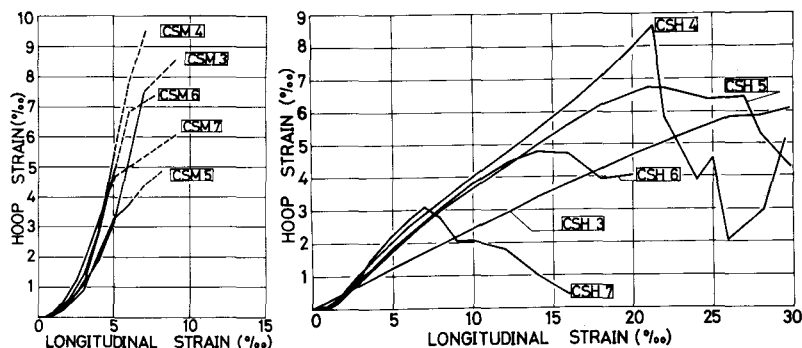


図4. 円柱供試体 コンクリート圧縮歪-フープ筋歪曲線

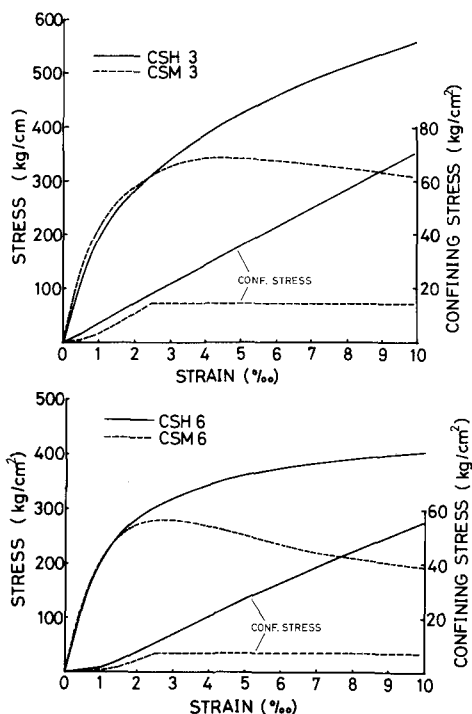
試体と比較して、曲げ圧縮限界歪は約3倍となっている。このことから著しい拘束効果を発揮させる為には、横拘束筋の降伏が早期に生ずることを避けることが、絶対条件であるといえよう。図4は、本実験で実測した各供試体のコンクリート圧縮歪-フープ筋歪関係を示したものであるが、普通鋼フープ筋では、コンクリート圧縮歪が2~3%で降伏を開始し、以後の拘束剛性がみかけ上減少していくのに対し、高張力鋼フープ筋の場合には、降伏することなくほぼ弾性的に増加している。ちなみに、拘束

供試体	断 面			最大耐力時							k ₁ k ₃ 最大時 コンクリート歪 ε _{kukm} (‰)	帯筋降伏時 コンクリート歪 ε _{hoop Y} (‰)	無次元蓄積 エネルギー k ₁ k ₃ × ε _{kukm}
	径	ピッチ	体積比	コンクリート応力	コンクリート歪	帯筋歪	上界耐力	帯筋拘束応力	Δf _{cm} σ _{fm}				
	d(mm)	S(cm)	ρ _f (%)	σ _m (kg/cm ²)	ε _m (‰)	ε _{sm} (‰)	Δf _{cm} (kg/cm ²)	σ _{fm} (kg/cm ²)	σ _{fm}				
CSM 3	5	3	1.78	342.5	4.50	2.54	60.1	14.6	4.12	11	2.4	11.70 (40%)	
CSM 4	5	4	1.33	337.7	3.40	2.09	55.3	10.9	5.07	8	2.2	82.2	
CSM 5	5	5	1.07	316.0	2.75	0.82	33.6	8.7	3.86	6	2.8	56.0	
CSM 6	5	6	0.89	281.5	2.75	1.02	0.3	7.2	0.04	6	2.5	50.6	
CSM 7	5	7	0.76	279.6	2.83	1.71	-2.8	6.2	-0.45	6	1.9	49.5	
CSH 3	6.4	3	2.79	736.4	25.80	5.76	454.0	164.6	2.76	30 以上	26.0	620.7	
CSH 4	6.4	4	2.09	568.0	24.00	3.91	285.6	144.5	1.98	30 以上	16.5	531.0	
CSH 5	6.4	5	1.67	471.4	19.00	6.40	189.0	114.5	1.65	25 以上	18.0	368.0	
CSH 6	6.4	6	1.40	416.5	18.50	3.96	134.1	57.5	2.33	25	降伏せず	332.0	
CSH 7	6.4	7	1.20	360.6	10.00	2.06	78.2	25.6	3.05	16	降伏せず	183.0	
CS plain				282.4	1.70					2.9		22.2	

表2 円柱供試体 実験結果値

効果を直接比較する為、図5にCSH3とCSM3およびCSH6とCSM6供試体のフープによる拘束応力の変化をそれぞれのコンクリート応力-歪曲線とあわせて示す。拘束応力 σ_c は、次式によりフープ筋歪実測値から求めたものである。 $\sigma_c = 2A_s f_s / (S \bar{D})$ ………[A_s =フープ筋断面積、 f_s =同応力、 S =同配筋間隔、 $\bar{D}$ =円柱直径]

図5から明らかなように、CSM供試体では、フープ筋の降伏により拘束応力が増大しなくなると同時に、コンクリートが歪軟化域に入り、それまではほぼ同じ応力-歪曲線にのっていたCSHシリーズ供試体の応力-歪曲線から分岐を始める。以上のことから、コンクリート圧縮歪の増大にともなう、フープ筋拘束応力を増大させることが、圧縮コンクリートの耐力、靱性の改善には必須条件であり、従来から使用している低降伏率のフープ筋では、十分な拘束効果は期待できない。



3. コンクリート角柱の曲げ圧縮限界歪の角スパイラル

フープ筋による改善

図5. $\left. \begin{array}{l} \text{コンクリート応力} \\ \text{フープ筋拘束応力} \end{array} \right\} \text{——コンクリート圧縮歪曲線}$

3.1. 供試体および載荷方法: 角柱の場合には、一般に角形フープを用いるが、従来角形フープは円形フープに比べて拘束効果は著しく低下し、場合によっては顕著な拘束効果は認められないと言われている。しかし、本研究では、前項の円柱供試体で著しい効果のあった高張力鋼をフープ筋に用いた場合、はたして従来言われているようなことになるかどうかを調べる為、角柱供試体の中心圧縮試験を行なった。供試体は、図6に示す19.4×19.4×40cm角柱で、 $\phi 7.3$ mm高張力鋼角形スパイラルフープで横拘束したSSH'7シリーズ、同 $\phi 9.2$ mmを用いたSSH'9シリーズ各10体、別種 $\phi 9.2$ mm高張力鋼で横拘束したSSHシリーズ5体、および $\phi 9$ mm普通鋼角形スパイラルフープで横拘束したSSMシリーズ供試体5体、計30体について無筋供試体6体とあわせて中心圧縮試験を行なった。コンクリートの配合は、SSH'7, SSH'9シリーズでは、C:S:G = 1:2.02:2.37, W/C = 0.5、またSSM, SSHシリーズでは、C:S:G = 1:2.32:2.64, W/C = 0.54である。コンクリート用材料は、SSH'7およびSSH'9シリーズでは宇部普通ポルトランドセメント(28日圧縮強度386 kg/cm²、曲げ強度60.2 kg/cm²)、最大粒径20mm、粗粒率5.99の川砂利、最大粒径5mm、粗粒率3.34の川砂を、SSMおよびSSHシリーズは、前項の円柱供試体の場合と同じ材料を用いた。SSH'7およびSSH'9シリーズでは、供試体打設後2日目で脱型、試験材々(54~86日)まで20°C水中養生を行なった。また、SSMおよびSSHシリーズでは、打設後2日目で脱型、材

供試体	φ10コンクリートシリンドラ	スパイラル筋
	圧縮 (kg/cm²)	引張 (kg/cm²)
SSH'7シリーズ (no.1, no.2)	436	30.3
SSH'9シリーズ (no.1)	418	34.4
SSH'9シリーズ (no.2)	451	34.4
SSMシリーズ	318	22.4
SSHシリーズ	318	22.4
SEH 7.5	311	36.2

表3. 材料の機械的性質(角柱)

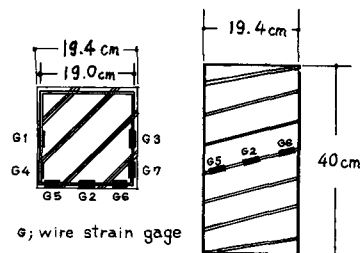


図6 角柱供試体

令3週まで高湿度室に入れ、その後試験材令(31~39日)まで大気中に放置した。なお供試体打設上面には、イオウキャッピングを施した。実験時コンクリートの品質およびフープ筋の機械的性質は、表3のとおりである。載荷装置は、前項の円柱供試体の中心圧縮試験と同じ装置を用いた。供試体コンクリートの圧縮歪は、差動トランスにより換長35cmで測定した。また、圧板間の相対変位を1/100mm電気式ダイヤルゲージを用いて測定した。フープ筋の歪は、SSH'7およびSSH'9シリーズでは、試験体中央部に位置するフープ筋露出面で、換長10cmのフリツシュテガー押当式歪計を用いて測定した。また、SSM, SSHシリーズでは、図6に示すフープ筋位置にワイヤーストレインゲージ(ゲージ長=2~6mm)を貼付し測定した。

3.2 実験結果およびその考察：角柱中心圧縮試験の全シリーズの供試体コンクリート応力-歪曲線を図7~10に示す。SSH'7シリーズでは、フープ筋間隔 $S=15\text{cm}$ 以下の供試体において靱性が増大し、 $S=5\text{cm}$ 以下の供試体においては、靱性、耐力とも明らかに増大している。SSH'9シリーズでは、 $S=16\text{cm}$ 以下の供試体において、靱性が増大し、 $S=8\text{cm}$ 以下の供試体において靱性、耐力とも明らかに増大している。表4には、SSH'7およびSSH'9シリーズにおける曲げ圧縮限界歪(ϵ_{k3} 最大時コンクリート圧縮歪) ϵ_{k3m} 、およびその歪における無次元蓄積エネルギー計算値を示したが、フープ筋間隔 $S=20\text{cm}$ 以上の供試体では、横拘束効果は認められず、 $S=10\sim16\text{cm}$ では、無筋コンクリート

供 試 体		部 筋			最大耐力時							K _{ks} 最大時	部筋降伏時	無次元蓄積
		径 d(mm)	ピッチ S(cm)	体積比 A _v (%)	コンクリート応力 σ _m (kg/cm ²)	コンクリート歪 ε _m (%)	部 筋 歪 ε _{sm} (%)	上界耐力 Δf _{sm} (kg/cm ²)	部筋拘束応力 σ _{sm} (kg/cm ²)	Δf _{sm} σ _{sm}	コンクリート歪 ε _{k3m} (%)	コンクリート歪 ε _{hoopY} (%)	エネルギー K _{ks} × E _{k3m}	
SSH'7-2.5	no.1	7.3	2.5	3.13	541.8	3.23	0.91	102.8	29.2	3.52	11.99	10.6	125.1(=10 ⁴)	
	no.2	7.3	2.5	3.13	548.8	3.85	1.76	109.8	52.8	2.08	8.56	7.6	86.5	
SSH'7-5	no.1	7.3	5	1.57										
	no.2	7.3	5	1.57	513.0	3.13	1.20	74.0	18.8	3.94	6.80	7.1	61.2	
SSH'7-10	no.1	7.3	10	0.79	434.0	2.94	(1.77)	- 5.0	(10.7)	(-0.47)	6.10	(6.4)	47.9	
	no.2	7.3	10	0.79	461.8	2.46	1.52	22.8	11.0	2.07	4.42	7.4	33.4	
SSH'7-15	no.1	7.3	15	0.60	450.3	2.78	0.98	11.3	5.1	2.22	5.06	降伏せず	38.7	
	no.2	7.3	15	0.60	441.5	2.65	0.65	2.5	2.8	0.89	5.50	8.0	42.3	
SSH'7-20	no.1	7.3	20	0.40										
	no.2	7.3	20	0.40	400.0	2.20	1.28	-39.0	5.0	-7.80	4.40 *	5.9	29.5	
SSH'7plain	no.1				440.0									
	no.2				438.0									
SSH'9-4	no.1	9.2	4	3.13	504.8	4.35	1.78	118.0	50.2	2.35	9.27	7.9	91.6	
	no.2	9.2	4	3.13	514.3	4.88	2.09	72.5	50.3	1.44	12.00	8.8	116.0	
SSH'9-8	no.1	9.2	8	1.57	464.3	3.40	1.43	77.5	22.0	3.52	7.34	9.2	66.5	
	no.2	9.2	8	1.57	476.5	3.40	1.46	34.7	21.2	1.64	6.50	10.4	54.7	
SSH'9-16	no.1	9.2	16	0.79	420.5	2.33	0.78	33.7	6.3	5.35	4.55	降伏せず	34.9	
	no.2	9.2	16	0.79	441.8	2.70	1.16	0.0	8.7	0.00	5.40	降伏せず	40.9	
SSH'9-24	no.1	9.2	24	0.60	378.8	2.00	-0.04	- 8.0			4.06	降伏せず	27.5	
	no.2	9.2	24	0.60	431.8	2.25	0.61	-10.0	3.1	-3.23	3.40	降伏せず	22.6	
SSH'9-32	no.1	9.2	32	0.40	406.5	2.09	0.20	19.7	0.7	28.14	3.64 *	降伏せず	25.6	
	no.2	9.2	32	0.40	455.8	2.28	0.50	14.0	1.8	7.78	3.52	降伏せず	24.7	
SSH'9plain no.1					386.8	2.05					3.60		23.9	
	no.2				441.8	2.38					3.70		25.8	

表4. 角柱(SSH'7, SSH'9シリーズ)実験結果一覧

* ダイヤルゲージによる圧板間歪測定値

供試体	部 筋			最大耐力時							K _{ks} 最大時	部筋降伏時	無次元蓄積
	径	ピッチ	体積比	コンクリート応力	コンクリート歪	部 筋 歪	上界耐力	部筋拘束応力	$\frac{\Delta f_{sm}}{\sigma_{sm}}$	コンクリート歪	コンクリート歪	エネルギー	
	d(mm)	S(cm)	f _v (%)	σ_m (kg/cm ²)	ϵ_m (%)	ϵ_{sm} (%)	Δf_{sm} (kg/cm ²)	σ_{sm} (kg/cm ²)	$\frac{\Delta f_{sm}}{\sigma_{sm}}$	ϵ_{k3m} (%)	ϵ_{hoopY} (%)	K _{ks} * ϵ_{k3m}	
SSM 5	9.0	5	2.69	364.9	3.54	1.29	57.7	26.0	2.22	6.6	3.19	61.7(×10 ⁴)	
SSM 7.5	9.0	7.5	1.80	329.4	2.75	0.98	22.2	14.7	1.51	5.8	3.62	49.3	
SSM 10	9.0	10	1.35	313.4	3.57	0.51	6.2	5.1	1.22	6.1	7.74	49.1	
SSM12.5	9.0	12.5	1.08	323.7	3.00	1.07	16.5	9.6	1.72	6.4	3.08	53.4	
SSM15	9.0	15	0.90	293.7	3.10	1.00	-13.5	7.5	-1.80	5.5	3.62	41.6	
SSH 5	9.2	5	2.69	364.9	5.50	1.28	57.7	34.7	1.66	10.6*		103.5*	
SSH 7.5	9.2	7.5	1.80	325.2	3.07	0.88	18.0	15.9	1.13	7.8*		67.2*	
SSH 10	9.2	10	1.35	334.7	3.75	0.96	27.5	12.9	2.13	7.5*		65.8*	
SSH12.5	9.2	12.5	1.08	325.2	3.00	0.93	18.0	10.0	1.80	7.2*		61.7*	
SSH 15	9.2	15	0.90	306.2	3.00	1.12	- 1.0	9.9	-0.10	6.0		45.3	
SSplain				307.2	2.45					4.1		30.8	

表5. 角柱(SSM, SSHシリーズ)実験結果一覧

* 推定値

に比べ曲げ圧縮限界歪は約1.4倍、蓄積エネルギーは、約1.6倍に達している。 $S = 2.5 \sim 4 \text{ cm}$ の場合には、それぞれ約2.9倍および約4.2倍に達している。すなわち、高張力鋼横拘束筋を用いることによって角形スパイラルフープの場合でも、コンクリートの曲げ圧縮靱性のかなりの改善が可能であることがわかる。SSMおよびSSHシリーズでは、上記の結果からフープ筋間隔を靱性改善に効果のある範囲に絞って実験しているが、高張力鋼フープ筋を用いることによる耐力向上では、図9、10または表5に示したように普通鋼フープ筋を用いる場合と大差は無いが、靱性の改善については、明らかに高張力鋼の使用が効果的であることがわかる。たとえば、フープ筋量の同じSSH5とSSM5供試体を比較すると、曲げ圧縮限界歪は、前者は後者の約1.6倍となっており、また蓄積エネルギーでは、約1.7倍となっている。なお、SSHシリーズ供試体では、SSH15を除き全て、コンクリート圧縮歪が6~7%でフープ筋がコーナー部で破断した。その為、フープ筋破断以後のSSHシリーズ供試体の各計算値は、図10において破線で示したフープ筋が破断しないと仮定した時の応力-歪曲線から求めた。図11~14に各シリーズ供試体のコンクリート圧縮歪-フープ筋歪曲線を示す。フープ筋に普通鋼を用いたSSMシリーズでは、コンクリート圧縮歪が2~3%でフープ筋が降伏歪に達している。その時点から角形フープにおいても、円形フープの場合と同様に、拘束コンクリートが歪軟化域に入っている。このことから、角形フープにおいても、その拘束効果を十分発揮させる為には、降伏点強度の高い鋼材を使用することが必須条件と言える。図15~16にSSH5とSSM5およびSSH10とSSM10供試体の

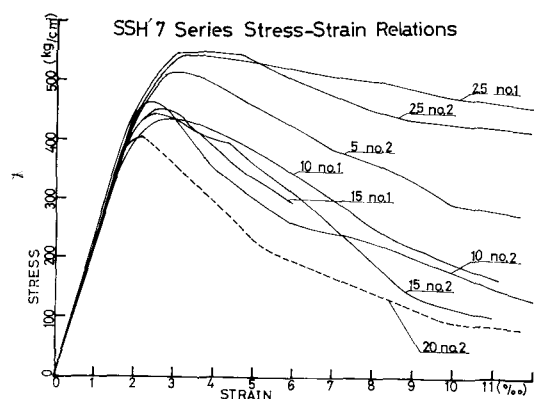


図7 角柱(SSH'7シリーズ) 応力-歪曲線

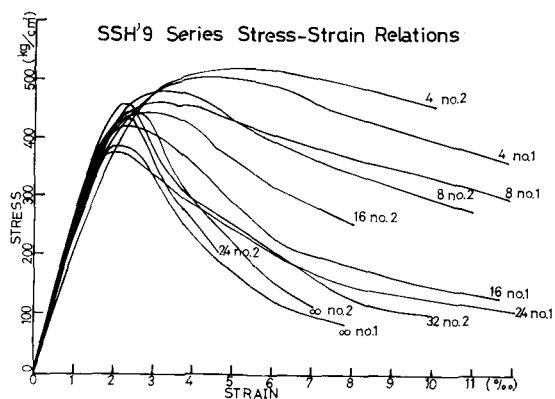


図8 角柱(SSH'9シリーズ) 応力-歪曲線

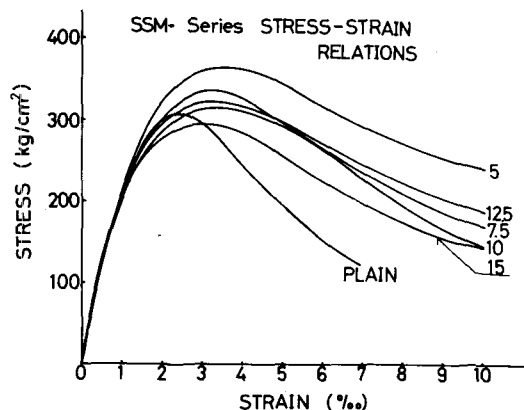


図9 角柱(SSMシリーズ) 応力-歪曲線

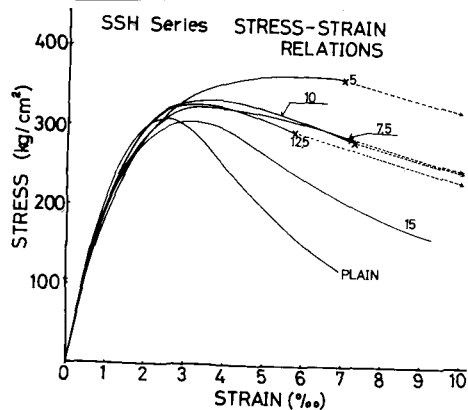


図10 角柱(SSHシリーズ) 応力-歪曲線

フープによる拘束応力
の変化をそれぞれのコ
ンクリート応力-歪曲線
とあわせて示す。拘束
応力は、 $\sigma = 2A_s f_s / (s \cdot d)$
[d : 拘束断面-辺長]に
より求めた。SSM5
供試体においては、フ

ープ筋の降伏により耐
力が劣下することが如
実に表われている。図
17に、SSH'9シリーズと
SSHシリーズ供試体の
コンクリート応力-歪曲
線の比較を示す。応力
は、それぞれの $\phi 10\text{cm}$

コントロールシリ
ンダー圧縮強度で
除し、無次元化
している。フープ
筋量のほぼ相
対応する供試体
は、比較的一致
している。この
ことから、角形フ

ープ筋には、降伏英強度が $5000\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上のものを用
いればほぼその有効性が発揮されると考えられる。

3.3 偏心圧縮試験: 実際の曲げ圧縮部材におけるフープ
筋拘束効果は、中心圧縮試験から得られる拘束効果と異
なることも予測されるので、SSH7.5供試体と同断面、
同配筋のSEM7.5供試体について、偏心圧縮試験を行な
った。載荷装置を図18に示す。図19にPrentisの計算方
法を用いて求めたコンクリート応力-歪曲線をSSH7.5のや
れと合わせて示す。最大耐力でSSH7.5供試体と比べ約

1.1倍、曲げ圧縮限界歪は、0.82倍となった。無次元蓄積エネルギーは、約0.93倍となった。このことか
ら、偏心圧縮試験から得られるフープ筋拘束効果は、中心軸圧試験から得られる結果と多少異なると言

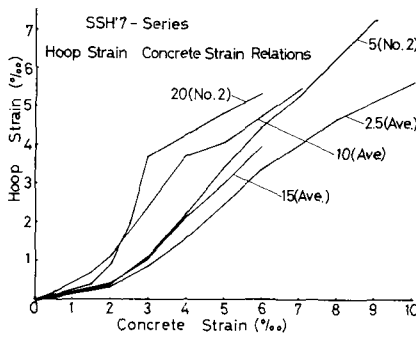


図11 角柱(SSH7シリーズ) コンクリート圧縮歪-フープ筋歪

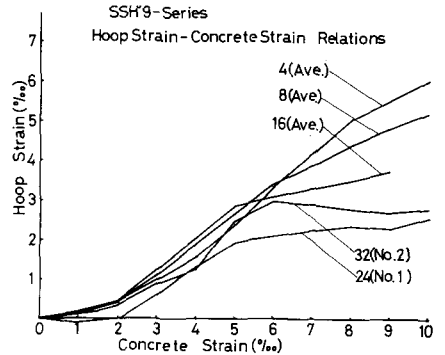


図12 角柱(SSH9シリーズ) コンクリート圧縮歪-フープ筋歪

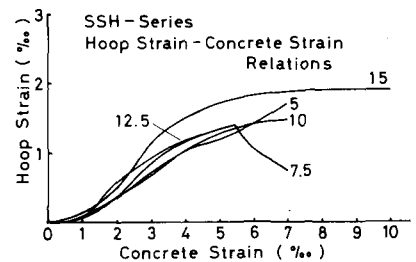


図13 角柱(SSHシリーズ) コンクリート圧縮歪-フープ筋歪

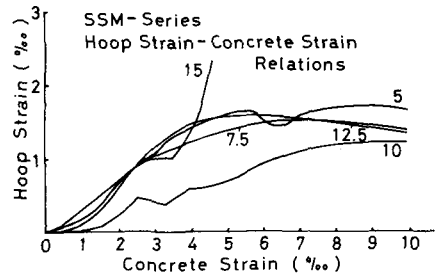


図14 角柱(SSMシリーズ) コンクリート圧縮歪-フープ筋歪

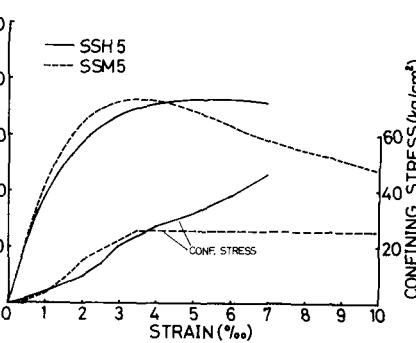


図15 コンクリート応力-フープ筋拘束応力}-コンクリート圧縮歪

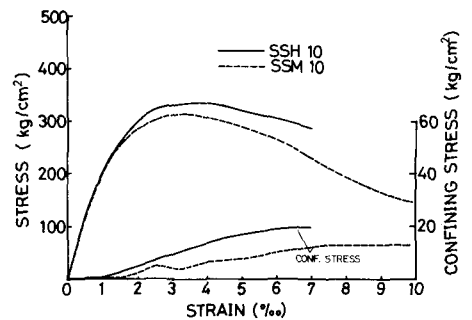


図16 コンクリート応力-フープ筋拘束応力}-コンクリート圧縮歪

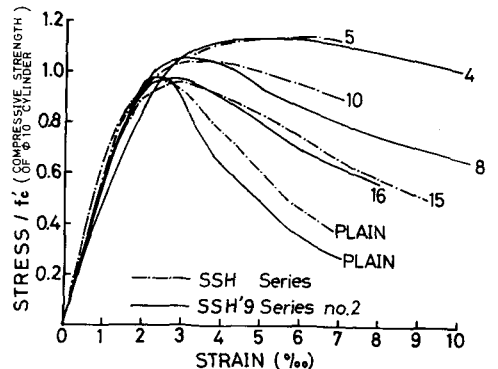


図17 SSH, SSH'9シリーズ供試体応力-歪曲線比較

えるが、中心圧縮試験における結果は定性的には、偏心圧縮を受ける場合にも適用できると判断される。

4. フープ筋量の増加に伴う曲げ圧縮限界歪の増大

図20に以上の実験

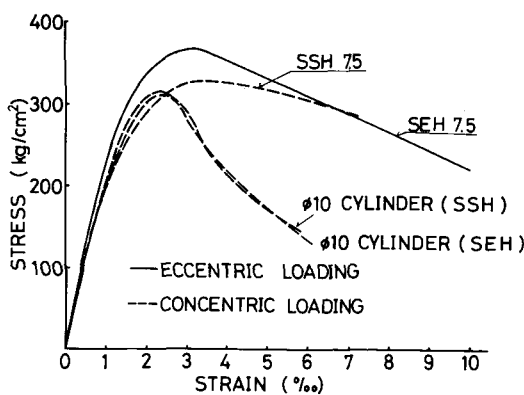


図19 偏心圧縮試験体 応力-歪曲線

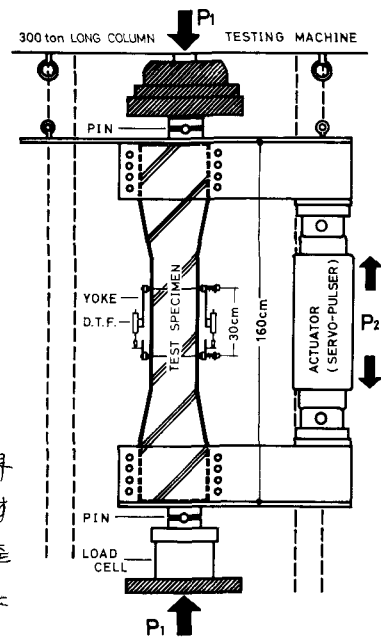


図18 偏心圧縮試験載荷装置

より得られた円柱および角柱のフープ筋体積比に対する曲げ圧縮限界歪を示す。円形フープ(円柱)の場合には、高張力鋼をフープ筋に使用すると普通鋼フープ筋の場合と比べて、帯筋量の増加に伴ない圧縮限界歪が極度に増大し靱性の改善が著しい。角形フープ(角柱)では、前者には劣るが、高張力鋼フープの使用による靱性の改善は、認められる。

5. コンクリートの曲げ圧縮靱性改善のRC柱靱性におよぼす影響

図21にCSH9-4 (No.2) 供試体及び同無筋供試体の応力-歪曲線を使って、図中に示す正方形断面の柱の破壊曲げモーメント(M)-軸力(N)及び破壊時曲率(ϕ)-軸力(N) Interaction Curveを求めた結果を示す。ただし、コンクリートの曲げ圧縮限界歪は、本研究で用いた ϵ_{cs} 最大時歪とした。軸筋降伏時曲率では、二者に大差ないが、破壊時曲率では、高張力鋼フープで補強した柱が無フープ柱に比べてはるかに、大きな曲率となっている。このことから高張力鋼フープの使用が柱材の靱性改善に有効であることが明らかである。

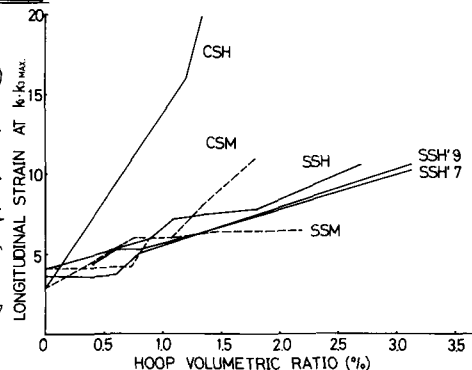


図20 帯筋体積比-曲げ圧縮限界歪 曲線

6. 結語 以上の実験結果より、横拘束筋により、コンクリートの十分な靱性改善を得る為には、少なくとも、横拘束力をコンクリートの圧縮歪の増大とともに常に増大させる必要があること、すなわちフープ筋は、コンクリート圧縮破壊(ここでは ϵ_{cs} 最大となるときの圧縮歪、すなわち、曲げ圧縮限界歪)に達するまでフープ筋が降伏せず、コンクリートに対して弾性拘束する高張力鋼の使用が望まれることが明らかとなった。本実験の範囲からは、角形フープの場合には、少なくとも降伏強度5000 kg/cm²以上の鋼材の使用が望まれる。

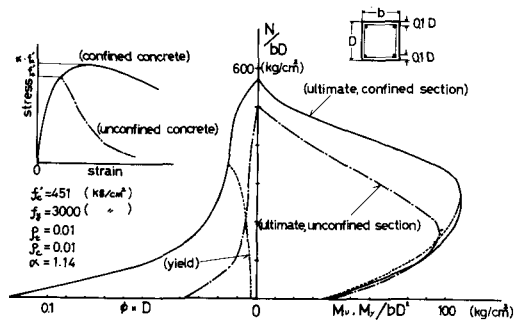


図21 破壊曲げモーメント(M)-軸力(N), 破壊時曲率(ϕ)-N

【参考文献】 1. 六車 照; 「鉄筋コンクリート断面の破壊時コンクリート圧縮歪に関する研究」 材料 24巻 260号 S. 50年5月

2. Blume, Newmark, Canning; "Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motion" 1961

Study on Improving the Deformation Capability
of Concrete by Lateral Confinement

by Hiroshi Muguruma*, Fumio Watanabe**
Hitoshi Tanaka***, Kazuo Sakurai***
Eiichi Nakamura****

It has been recognized in past many experimental studies that the compressive deformation capability of concrete can be improved by confining laterally with hoop reinforcements, especially in case of spiral reinforcement. However, in most studies the hoop reinforcement having relatively low yield strength had been used for confining the concrete and as a result the yielding of hoop reinforcement had been taken place in an early stage of loadings.

In this study, to obtain the degree of confined effects of high tensile steel hoop reinforcement the axial compressive loading tests were carried out on $\phi 15\text{cm} \times 30\text{cm}$ concrete cylinder specimens confined laterally by $\phi 5\text{mm}$ or $\phi 6.4\text{mm}$ dia. spiral hoops as well as $19.4 \times 19.4 \times 40\text{cm}$ concrete square columns with $\phi 7.3\text{mm}$, $\phi 9\text{mm}$ or $\phi 9.2\text{mm}$ dia. square spiral hoops. In addition, eccentric loading tests were also carried out on a part of latter specimens. The hoop reinforcements having different yield strengths from 1640 to 14250 kg/cm^2 were used in each size of specimens. The pitches of hoop reinforcements varied from 2.5 to 32cm. The loading tests were carried out at the ages from 31 to 86 days. For measuring the strain softening range in axial stress-strain curve of specimen special load carrying device was combined with the ordinary compressive loading machine. The concrete compressive strength were from 311 to 451 kg/cm^2 at the age of tests. In each specimen the strain of hoop reinforcements was measured by wire strain gauge or by contact gauge for obtaining the lateral confining stress.

From the test results it can be seen that in the specimens confined laterally by high yielding strength hoop reinforcement the confining stress in hoop reinforcement increases linearly with a little or without any decrease in axial compressive stress of concrete even in the strain softening region of axial stress-strain curve. On the contrary, in the specimens reinforced by low yielding strength steel the yielding of hoop reinforcement takes place at relatively early stage of loading, that is, at the concrete axial compressive strain of 0.2 ~ 0.3% in this study, which results in the rapid reducing of confining effects in the strain softening region. To estimate the degree of improving the compression ductility of concrete by hoop reinforcement the axial compressive strain of concrete until which the surrounding area of stress-strain curve including strain softening region becomes maximum is defined as the maximum limit of effective compressive strain. These values obtained from the specimen confined by high yielding strength hoop reinforcement become 2.5 to more than 4 times those obtained from low yielding strength hoop reinforcement in the cylinder column specimens and 1.2 to 1.6 times in the square column specimens. Thus, it can be concluded that the use of high yielding strength hoop reinforcement can be improved excessively the compression ductility of concrete even in the square spiral hoop reinforcement. Also it can be recommended from the test results that the use of steel having the yield strength, at least, more than 5000 kg/cm^2 is desirable as a hoop reinforcement from the view point of fully improvement of compression ductility of concrete.

* Prof. of Kyoto Univ., ** Assistant of Kyoto Univ., *** Graduate Student of Kyoto Univ., **** Under-graduate Student of Kyoto Univ.