

論文

[2042] 高強度横補強筋を用いた高強度コンクリート柱および梁の実験的研究

正会員 菅野 俊介 (竹中工務店技術研究所)
 正会員 長嶋 俊雄 (竹中工務店技術研究所)
 正会員 ○木村 秀樹 (竹中工務店技術研究所)
 田村 彰男 (竹中工務店設計部)

1. まえがき

近年RC造建物の高層化が進み、設計基準強度 $F_c=400\text{kg/cm}^2$ (以下 F_c400 のように略記)を超える高強度コンクリートが使用されるようになってきた。筆者らは、建物のより高層化や架構形式の多様化(例えばチューブ架構や壁フレーム架構)、スパンの拡大、部材断面の縮小化などに対応するために、 $F_c600\sim 800$ の高強度コンクリートと降伏点強度が $8000\sim 13000\text{kg/cm}^2$ の高強度横補強筋とを組み合わせたRC部材を開発するための基礎的研究を継続的に行なってきた。¹⁾

本報はそのうちの柱の曲げせん断実験および梁の曲げせん断実験について述べるものである。柱の曲げせん断実験では高軸圧縮力下での高強度コンクリート柱の力学性状、特に、変形能力と横補強効果の関係を把握すること、梁の曲げせん断実験では高せん断力を受ける短スパン梁の変形能力と横補強効果の関係を把握することを目的としている。

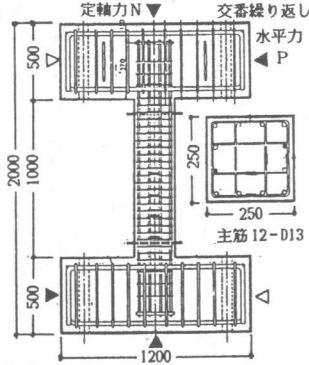


図-1 試験体概要(No.1)

2. 柱の曲げせん断実験

2.1 試験体および実験方法

試験体一覧を表-1に、配筋例を図-1に示す。断面は $25\times 25\text{cm}$ 、全主筋比は2.44%、せん断スパン比は2.0である。実験因子はコンクリート強度($F_c400, 600, 800$)、横補強筋量 $P_w \cdot w_{\sigma y}$ (曲げ耐力時せん断応力度計算値 τ_{mu} に対する全補強強度

表-1 試験体一覧

試験体No	軸力比	F_c #1	τ_{mu} #1 #2	$w_{\sigma y}$ #1	P_w (%)	$p_{w\sigma y}$ #1	$P_w \cdot w_{\sigma y}$ τ_{mu}	横補強筋
1	0.30	600	62.0	8490	0.70	59.4	0.96	4-5φ #45
2		800	77.6	8490	0.90	76.4	0.98	4-5φ #35
3		400	46.8	8490	0.57	48.4	1.03	4-5φ #55
4	0.55	600	62.8	3210	1.01	32.4	0.52	4-D6 #50
5				8490	0.78	66.2	1.05	4-5φ #40
6		13880	0.70	97.2	1.55	4-U5.1φ #45		
7		8490	0.90	76.4	0.97	4-5φ #35		
8		800	78.4	13880	0.90	124.9	1.59	4-U5.1φ #35

#1: 単位 (kg/cm^2) #2: 阿部の提案式2)による曲げ耐力/ B_j
 全主筋比 $P_g=2.44\%$ P_w : 帯筋比 $w_{\sigma y}$: 帯筋降伏点強度

$P_w \cdot w_{\sigma y}$ の比率を基に表-1のよう

に設定)、及び軸力比(F_c に対し0.3、0.55とし、実験時のコンクリート強度に応じ表-4のように設定)とした。

使用材料の機械的性質を表-2、表-3に示す。

荷重は建研式加力装置により軸力を一定に保ちつつ正負交番繰返し水平荷重を作用させた。

2.2 実験結果および考察

a) 破壊経過および荷重～変形関係

表-4に実験結果一覧、図-2に荷重～変形曲線、図-3に荷重～変形包絡線、写真-1に終局時破壊状況を示す。

本実験では2つの破壊モードが観察された。すなわち、

表-2 コンクリートの機械的性質

封缶養生	F_c #1	圧縮強度 #1	弾性係数 ($\times 10^5$) #1	割裂強度 σ_t #1
フタ	400	353	3.31	27
ビス	600	680	3.90	34
	800	861	4.19	43

#1: 単位 kg/cm^2

表-3 鋼材の機械的性質

鉄筋種別	降伏強度 #1	引張強度 #1	伸び (%)
主筋 D13異形鉄筋	4120	6116	17.5
D6異形鉄筋	3211	4711	21.9
帯筋 5φ PC鋼線	8490	9290	13.1
U5.1φ異形PC鋼線	13882	14315	7.5

#1: 単位 kg/cm^2

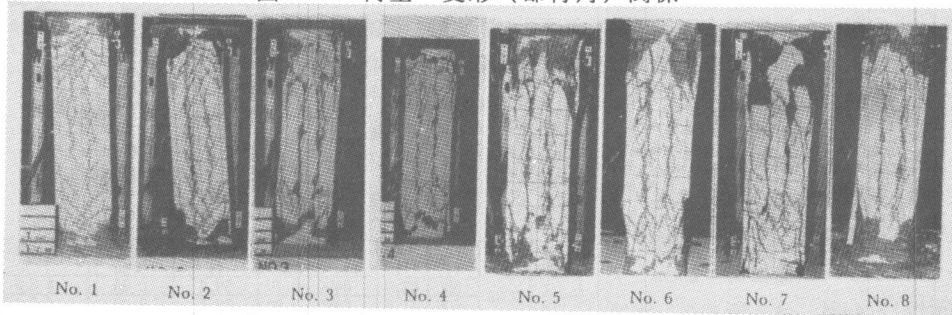
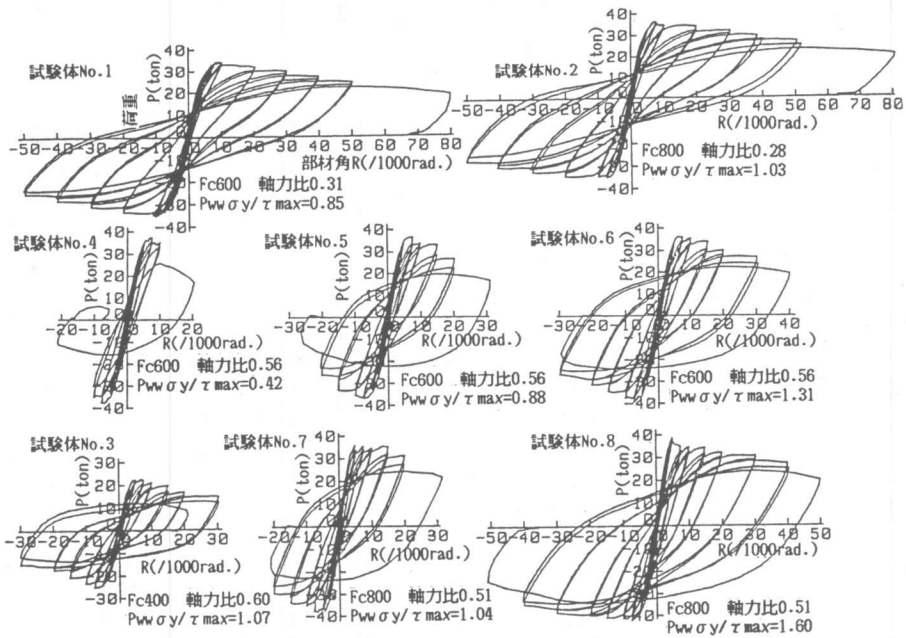


写真-1 終局時破壊状況

軸力比 (σ_o/Fc) が0.3のNo.1,2では曲げ破壊、0.55のNo.3～8では曲げ圧縮破壊であった。

軸力比が0.55で、全補強式でせん断補強している ($P_w \cdot w \sigma_y / \tau_{mu} \cong 1.0$) No.3,5,7, 7では、最大耐力後にその80%の耐力を保持し得る限界変形角 R_u は、ほぼ20/1000radでありコンクリート強度の高いNo.5,7も、Fc400のNo.3と同程度の変形能力を有していた。Fc600で横補強筋量の異なるNo.4,5,6を比較すると、最大耐力はほぼ同じであるが、横補強筋量が多いほど耐力低下が少なく、変形能力に優れている。これは、Fc800のNo.7,8でも同様で、No.7よりも横補強筋量が多いNo.8の方が変形能力が大きい。

b) 横補強筋のひずみ分布

図-4にFc600のNo.1,4,5,6の部材角増大に伴う横補強筋のひずみ分布を示す。No.1,5はほぼ同じ補強筋量を持ち、最大せん断応力度もほぼ同じである。No.5では、軸応力度がNo.1の約2倍であるため、横補強筋は $R=30/1000rad$ で降伏点を超えているが、No.1では $R=80/1000rad$ でも降伏していない。No.5と同じ高軸力を受け、補強筋量が1/2のNo.4では $R=20/1000rad$ で降伏点を超

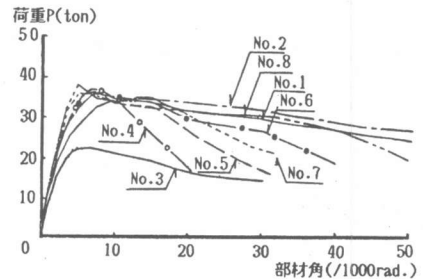


図-3 荷重～変形関係包絡線

え、補強筋量がNo.5の1.5 倍のNo.6では $R=30\sim 40/1000rad$ で降伏点を超えた。これらの部材角は試験体が軸力を保持しきれず不安定履歴を描く部材角に一致しており、横補強筋量が変形能力に及ばず効果を示している。また、高強度横補強筋が降伏強度まで効果を発揮したことが示された。部材角増大に伴い、加力方向の補強筋ひずみは柱端部も中央部も増加するが、直交方向では中央部は増加が少なく、端部で大きい。これは柱端部では、高軸圧縮力と曲げによる多大な圧縮応力度が加わり、コア部分の膨張と劣化が進むためであり、特に端部から $0.5D\sim 1.0D$ (D は柱成)でのひずみ増大は顕著であった。

c) 最大耐力と変形性能

表-4に最大耐力計算値と実験値の比較を示す。実験値はほとんどが学会略算式²⁾、阿部の提案式³⁾による曲げ耐力計算値を上回り、特に高軸力のもの程顕著であった。

図-5に実験時最大せん断応力度で無次元化した横補強筋量 $P_w \cdot w \sigma_y / \tau_{max}$ と最大耐力後にその80%の耐力を保持し得る限界変形角 R_u との関係を示す。Fc600、Fc800 いずれでも、横補強筋量の増加に伴い限界変形角が比例的に増大しているのが認められる。

3. 梁の曲げせん断実験

3.1 試験体および実験方法

試験体一覧を表-5に、試験体形状及び配筋例を図-6に示す。試験体は実大の約1/3 スケールのも10体で、全試験体とも梁断面は $20 \times 30cm$ 、せん断スパン比 $a/D=1.5$ とした。実験因子は曲げ耐力時せん断応力度計算値レベル ($\tau_{mu} \doteq 40kg/cm^2, 60kg/cm^2$)、コンクリート強度 (Fc400, 600, 800)、横補強筋量 $P_w \cdot w \sigma_y$ ($P_w \cdot w \sigma_y / \tau_{mu} \doteq 0.5, 1.0, 1.5$)の3種類である。横補強筋量は、 τ_{mu} に対して全補強

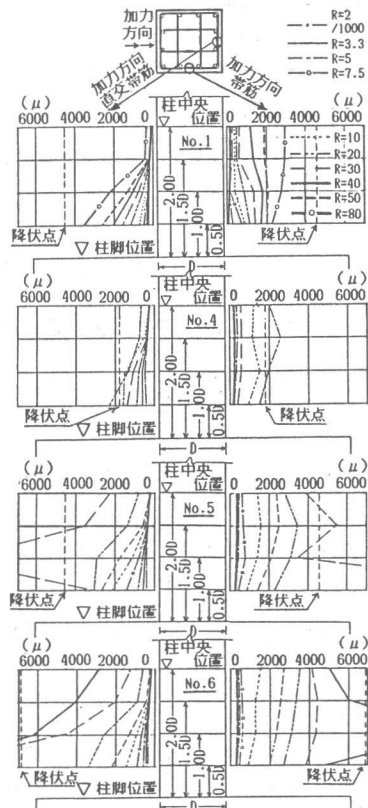


図-4 横補強筋のひずみ分布

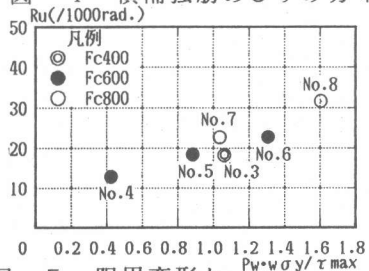


図-5 限界変形と横補強筋量の関係

表-4 実験結果一覧

試験体No	σ_0 (N/BD) #1	$c \sigma B$ #2	η ($\frac{\sigma_0}{c \sigma B}$)	主筋降伏 #3 #4	崩壊型	最大耐力 (ton)						
						実験値 #3			計算値 (曲げ)			
						P #5	R #6		$Q_{mu, A-I}$	$Q_{mu, 阿部}$	e 関数法	
1	210	680	0.31	33.4	8.0	曲げ破壊	34.0	69.8	10.0	31.5	32.5	30.2
				28.2	5.0		(1.08)	(1.05)	(1.13)			
2	240	861	0.28	34.5	8.9	曲げ破壊	36.1	74.1	7.6	35.5	37.2	34.2
				32.3	5.0		(1.02)	(0.97)	(1.06)			
3	211	353	0.60	-	-	曲げ圧縮破壊	22.1	45.4	7.5	17.6	21.5	20.2
				21.1	3.9		(1.26)	(1.03)	(1.10)			
4	386	680	0.56	19.2	2.1	曲げ圧縮破壊	37.2	76.4	7.5	22.4	30.3	28.7
				-	-		(1.66)	(1.23)	(1.30)			
5	386	680	0.56	21.4	2.2	曲げ圧縮破壊	36.5	74.9	7.7	22.4	30.3	28.7
				-	-		(1.63)	(1.20)	(1.27)			
6	386	680	0.56	25.1	3.0	曲げ圧縮破壊	36.1	74.1	6.3	22.4	30.3	28.7
				-	-		(1.61)	(1.19)	(1.26)			
7	440	861	0.51	27.1	2.6	曲げ圧縮破壊	35.8	73.5	5.0	27.2	36.5	34.2
				-	-		(1.32)	(0.98)	(1.05)			
8	440	861	0.51	31.0	3.4	曲げ圧縮破壊	38.0	78.0	5.0	27.2	36.5	34.2
				-	-		(1.40)	(1.04)	(1.11)			

#1: kg/cm^2 , #2: 封入養生供試体のコンクリート圧縮強度 kg/cm^2 , #3: 載荷正側の数値を示す。
#4: 主筋引張降伏を上段, 圧縮降伏を下段に示す。 #5: ton, #6: /1000rad.

したものの、すなわち $\tau_{mu} = P_w \cdot w \cdot \sigma_y$ としたものを中心に、この値の1.5 倍の補強を行なったもの0.5 倍の補強を行なったものを設定している。表-6、7 に使用材料の機械的性質を示す。加力は大野式に準ずる正負交番の逆対称加力とした。

3. 2 実験結果および考察

a) 破壊経過およびせん断力~変形関係

表-8 に実験結果一覧、図-7 にせん断力~変形曲線、図-8 にせん断力~変形包絡線、写真-2 に試験終了時のひびわれ状況の一例を示す。

本実験では3つの異なった破壊モードが観察された。すなわち、横補強筋量が τ_{mu} に対して全補強あるいは全補強×1.5 倍の試験体 (No. 3, 9以外) は F_c 、 τ_{mu} の大小のいかんにかかわらず、すべて曲げ降伏後に梁端部から0.5D (Dは梁高) の範囲のせん断ひびわれ幅が拡大し、コンクリートが小さなブロックに砕かれて徐々に耐力が低下する梁端のせん断破壊であった。 τ_{mu} が60kg/cm² レベルで、 τ_{mu} に対して全補強×0.5 倍のNo. 3では曲げ降伏後にせん断斜張力破壊を生じ急激に耐力が低下した。また τ_{mu} が40kg/cm² レベルで、 τ_{mu} に対して全補強×0.5 倍のNo. 9では、曲げ降伏後の付着割裂破壊であった。 τ_{mu} に対して、全補強以上の試験体のせん断力~変形曲線は、全体に逆S型の傾向が見られるが、 τ_{mu} が60kg/cm² レベルではR=40/1000radまで、 τ_{mu} が40kg/cm² レベルではR=50/1000radまで安定した履歴を示している。それに対して全補強×0.5 倍のNo. 3, 9では梁主筋降伏後逆S傾向が著しく、変形部材角がR=20~30/1000radで、同一変位でのくり返しによる耐力低下が大きい。

b) スターラップのひずみ分布

図-9 にスターラップのひずみ分布の一例として、 F_c 600, 800 で τ_{mu} のレベルが60kg/cm² の試験体No. 3, 4, 5, 6, 7を比較して示す。

τ_{mu} に対して横補強筋量が全補強以上の試験体では、コンクリート

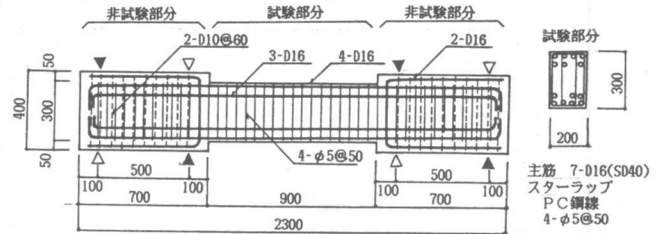


図-6 試験体概要 (No. 4)

表-5 試験体一覧

試験体No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
断面寸法	20×30cm									
a/D	1.5									
主筋量	7-D16 (SD40)					5-D16 (SD40)				
Pt (%)	2.71					1.86				
最大せん断応力 度 τ_{mu} (kg/cm ²)	65.3					46.6				
cσB (kg/cm ²)	429	415	621	629	650	840	816	430	407	616
$\tau_{mu}/cσB$	0.152	0.157	0.105	0.104	0.101	0.078	0.080	0.108	0.114	0.076
$P_w w \sigma_y$ (kg/cm ²)	66.2	98.6	32.3	66.2	98.6	66.2	98.6	48.1	24.0	48.1
$P_w w \sigma_y / cσB$	0.154	0.238	0.052	0.105	0.152	0.079	0.121	0.112	0.059	0.078
$w \sigma_y$ (kg/cm ²)	8054	13860	3068	8054	13860	8054	13860	3068	3068	3068
P_w (%)	0.76	0.71	1.06	0.78	0.71	0.78	0.71	1.58	0.79	1.58
補強筋ピッチ 4本タイプ(mm)	φ50	φ55	φ60	φ50	φ55	φ50	φ55	φ40	φ80	φ40

表-6 鋼材の機械的性質

	降伏点強度 σ_y (kg/cm ²)	引張強度 σ_u (kg/cm ²)	ヤング係数 $E_s (\times 10^6)$ kg/cm ²	伸び (%)	降伏ひずみ ϵ_y (μ)
D16	4106	6225	1.95	17.7	2106
D6	3068	5026	1.76	30.2	1741
5φ PC鋼線	8054*	8957	2.05	12.7	3989**
5.1φ 異形PC 鋼線	13860*	14736	2.05	8.5	6761**
D10	3820	5732	1.92	18.1	1990

* 0.2% オフセット耐力

** $\epsilon_y = \sigma_y / E_s$

表-7 コンクリートの機械的性質

試験体 NO.	圧縮強度 cσB (kg/cm ²)	ヤング係数 $E_c (\times 10^5)$ kg/cm ²
1	429	3.40
2	415	3.49
3	621	3.82
4	629	3.87
5	650	3.86
6	840	4.15
7	816	4.02
8	430	3.46
9	407	3.41
10	616	3.94

* 封入養生テストピース

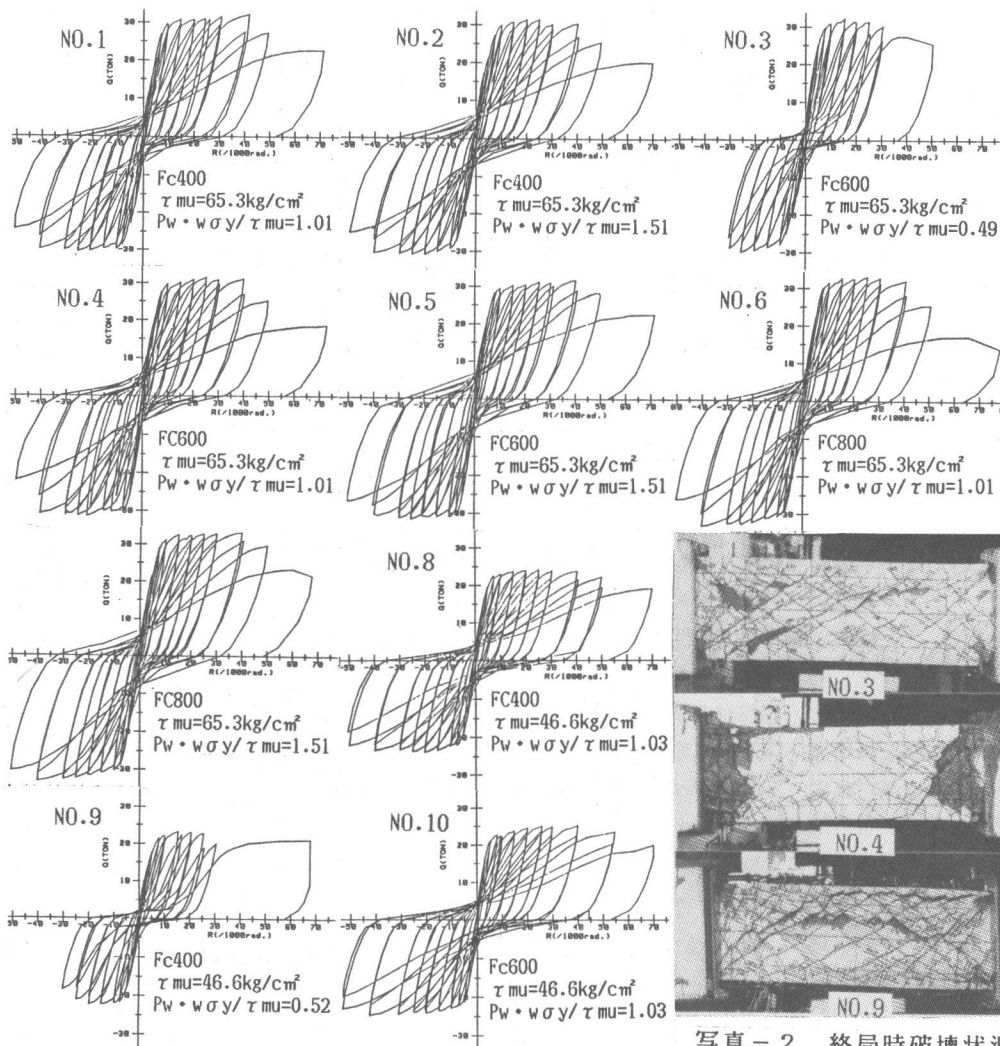


図-7 せん断力～変形曲線

強度、横補強筋量の差によるひずみ分布の差は見られない。すなわち、横補強筋量が全補強×1.5倍の超高強度異形Pc鋼棒を用いた試験体ではその降伏ひずみの半分程度までしか応力を負担しておらず、その高強度性が有効に発揮されていない。また、せん断斜張力破壊および付着割裂破壊を生じたNo. 3, 9ではR=15~25/1000radで梁全域のスターラップが降伏しているが、その他の試験体では一部梁端部を除いてR=40~50/1000radまでスターラップの降伏は生じなかった。

c) 最大耐力と変形性能

表-8に最大耐力計算値と実験値の比較、及び最大耐力後にその80%の耐力を保持し得る限界変形角Ruを示す。

いずれの試験体も曲げ降伏が先行しその後破壊に至った。

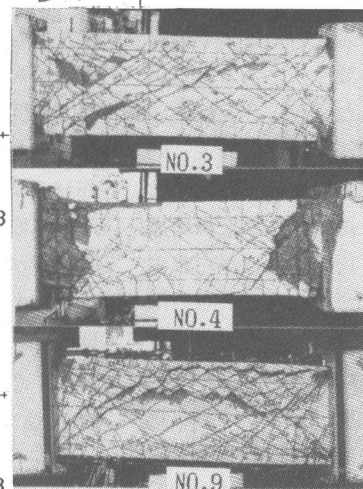


写真-2 終局時破壊状況

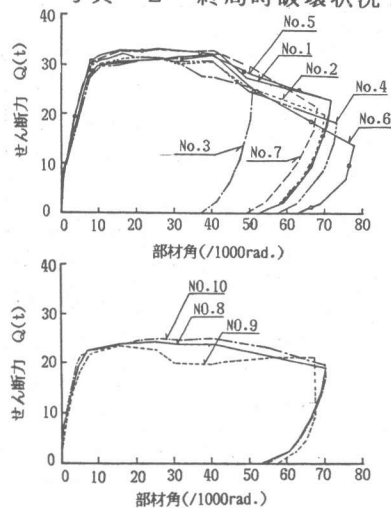


図-8 せん断力～変形包絡線

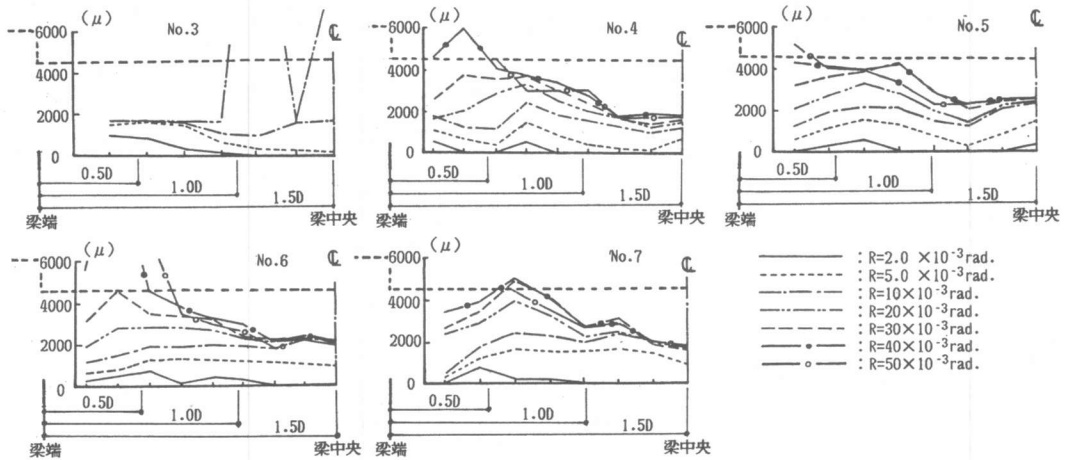


図-9 スターラップのひずみ分布

表-8 実験結果一覧

最大耐力は、学会略算式²⁾及びe関数法⁴⁾による計算値、いずれとも概ね一致し、実験値/計算値(e関数法)は、0.99~1.05であった。全補強以上の試験体では、柱部材のように横補強筋量の増加に伴う限界変形角の増加は見られず、 τ_{mu} のレベルが 60kg/cm^2 の場合 $Ru=50/1000\text{rad}$ 程度、 40kg/cm^2 の場合には $Ru=60/1000\text{rad}$ 程度であった。

4. むすび

今回の2つの実験から、高強度コンクリート($Fc600, 800$)を用いた柱、梁いずれの場合にも全補強式に基づいてせん断補強を行えば、曲げ降伏を先行させることができることが判明した。

高軸圧縮力を負担する高強度コンクリート柱($Fc600, 800$)の場合には、全補強式 $Pw \cdot w \cdot \sigma_y$ に基づいてせん断補強すれば、同じ軸力比の $Fc400$ の試験体と同等の変形能力を得ることができ、横補強筋量をさらに割り増すことにより、変形能力を増大させることが可能である。それに対して梁では、 τ_{mu} が同じレベルの場合、全補強以上の補強を行っても変形能力の向上は認められなかった。また、コンクリート強度が高くなっても変形能力に差は見られなかった。これは、軸力のない梁の場合、全補強量付近に補強限界があることを示唆している。コンクリート強度の影響が見られないのは破壊パターンが柱の場合のように曲げ圧縮破壊でなかったためと考えられる。

今後の課題として、高強度コンクリート部材の横補強量と変形能力の関係を定量的に把握すること、補強筋のピッチの影響を把握すること、梁の変形能力を向上させるために破壊パターンを曲げ圧縮破壊型に変える方策を検討すること等が必要である。

試験体名	主筋降伏		限界変位* Ru (10 ⁻³ rad)	破壊形式	最大耐力時			
	Q (ton)	R (10 ⁻³ rad)			実験値		計算値	
No. 1	26.1	7.01	57.7	曲げ降伏後の 端部せん断破壊	32.1	42.3	29.4	30.7
	-26.6	-6.27			-30.7	-25.1	(1.09)	(1.05)
No. 2	24.5	6.14	50.3	端部せん断破壊	31.4	25.2	29.4	30.7
	-23.3	-5.78			-31.0	-25.0	(1.07)	(1.02)
No. 3	25.0	4.99	48.9	曲げ降伏後の せん断斜張力破壊	32.1	15.5	29.4	31.9
	-20.0	-5.06			-30.0	-25.3	(1.09)	(1.01)
No. 4	24.8	6.63	50.7	端部せん断破壊	30.9	40.1	29.4	31.9
	-24.1	-4.15			-31.6	-21.7	(1.07)	(0.99)
No. 5	26.8	7.15	60.2	端部せん断破壊	31.6	40.0	29.4	32.0
	-26.2	-5.05			-31.7	-25.1	(1.08)	(0.99)
No. 6	26.2	6.05	48.8	端部せん断破壊	33.0	40.1	29.4	32.6
	-26.9	-6.08			-33.3	-40.2	(1.13)	(1.02)
No. 7	25.2	6.12	53.0	曲げ降伏後の 端部せん断破壊	33.0	40.1	29.4	32.6
	-25.3	-5.95			-33.3	-40.1	(1.13)	(1.02)
No. 8	19.4	5.14	67.7	曲げ降伏後の 端部せん断破壊	24.1	25.2	21.8	23.3
	-19.4	-5.11			-24.0	-20.3	(1.11)	(1.03)
No. 9	20.1	6.49	32.5	曲げ降伏後の 付着剥離破壊	23.1	15.2	21.8	23.2
	-19.5	-5.73			-22.4	-19.8	(1.06)	(1.00)
No. 10	17.9	3.85	62.5	曲げ降伏後の 端部せん断破壊	24.9	25.9	21.8	23.6
	-20.4	-4.68			-25.1	-42.6	(1.15)	(1.06)

*: 最大耐力の80%を保持し得る変位
Qca11: 学会略算式による計算値
Qca12: e関数法による計算値
()内の値は(実験値/計算値)を示す

(参考文献)

- 1) 菅野、長嶋、木村、田村: 高強度コンクリート及び高強度横補強筋を用いたRC部材の実験的研究(その1)~(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987、P479~482
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、付21(1982年)
- 3) 阿部: 全軸力範囲における鉄筋コンクリート柱の主軸および対角軸曲げ終局耐力算定式の提案、コンクリート工学論文、No. 85、9-1
- 4) 梅村: 鋼筋コンクリート梁の塑せい変形及び終局強度、日本建築学会論文報告集42号、昭和26年2月