

論文

[2034] 高強度コンクリートと高強度主筋を用いた梁の実験的研究

正会員 ○市川 敦史 (竹中工務店技術研究所)

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)

1. まえがき

現在高層RC造建物では、より高層化、平面計画に自由度を持たせるための柱スパンの拡大、部材断面の縮小化の要望が高まっている。筆者らは、これらの要求に対応するために、高強度コンクリートと高強度横補強筋を組み合わせた、高強度・高靱性部材の開発の基礎的実験研究^{1) 2)}

を継続的に行なってきた。この内、梁に関してはチューブ構造を対象にした短スパン梁の研究を行なっている¹⁾。本報は、柱スパン拡大を目標に、曲げの影響が強い長スパン梁の場合、コンクリート強度、せん断補強筋量等が梁の変形性能に与える影響と、高強度鉄筋を主筋に用いた場合の耐力、変形性能の把握を目的として行なった実験研究について述べるものである。

2. 試験体および実験方法

配筋例を図-1に、試験体一覧を表-1に示す。試験体は、シアスパン比4.0の梁で、実大の約1/5スケールのもの14体である。主要な実験変数は、コンクリート強度 (F_c 400, 800)、曲げ耐力 (3レベル)、主筋強度 (SD35、SD60、SD80)、せん断補強筋ピッチ (30、50、80mm)、圧縮域拘束筋の有無の5つである。

試験体名	
B80 (S) -4-50C	
① ② ③ ④ ⑤	
①主筋種別 (35:SD35, 60:SD60, 80:SD80)	
②主筋本数 (S:8本以外)	
③Fcレベル (4:Fc400, 8:Fc800)	
④St.ピッチ (30mm, 50mm, 80mm)	
⑤圧縮域拘束筋の有無 (C:有)	

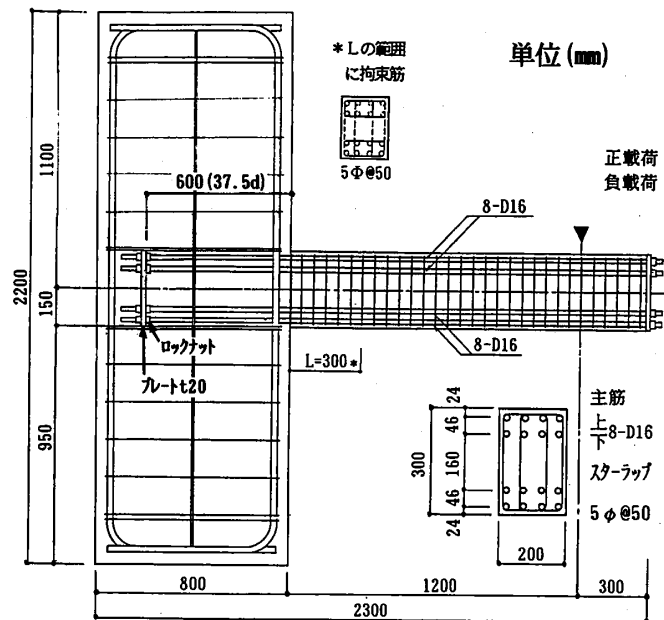


図-1 試験体形状および配筋例 (B60-4-50C)

表-1 試験体一覧

試験体名	主筋種別	引張鉄筋 比 Pt (%)	せん断応 力度 τ_v^* (kg/cm ²)	Fc (kg/cm ²)	横補強筋 間隔 (mm) (Pw (%))	圧縮域 拘束筋
B35-4-50	SD35	3.15	24.3	400	50 (0.82)	無
B35-8-50				800		
B60-4-50	SD60		39.8	400		有
B60-4-50C				800		
B60-8-50						
B60-8-30			30(1.36)	無		
B80-4-50	SD80		55.4		400	50
B80-4-50C				30(1.36)		
B80-4-30				800		80(0.51)
B80-8-80					50(0.82)	
B80-8-50					30(1.36)	
B80-8-30						
B60S-4-50	SD60	1.94	22.7	400	50 (0.82)	
B80S-4-50	SD80	1.16	18.9			

* τ_v : 曲げ耐力 (計算値) 時のせん断応力度
 ** 断面寸法は全て20cm×30cm、シアスパン比は、全て4.0

なおSD60、80については、SD35を熱処理して降伏点を上げた相当品であり、明瞭な降伏棚が得られている。梁主筋量は、物理的に配筋可能なほぼ上限と考えられる $P_t=3.15\%$ (8-D16) を基本とし、梁主筋量を等しくして主筋強度をSD35、SD60、SD80と変えることにより、曲げ耐力を変化させた。主筋強度が、SD60、80の試験体についてはSD35 (8-D16) の試験体と曲げ耐力がほぼ等しくなるように主筋本数をそれぞれ5本、3本と減らしたのも設定した。せん断補強筋は中子筋を入れた4本タイプのもので $\sigma_y \approx 8000\text{kg/cm}^2$ の高強度リング筋を用いている。せん断補強筋量は、B80-8-80を除き全て入力せん断応力度に対して全補強強度以上とした。圧縮域拘束筋は、スターラップと同じ高強度リング筋で梁端から梁せいの範囲の上端筋と下端筋をそれぞれ拘束している (図-1)。

なお、梁主筋は端部にネジを切り、厚さ20mmのプレートにロックナットで固定することにより定着した。使用材料の機械的性質を表-2、3に示す。加力は片持梁形式として正負交番繰返し漸増荷重を作用させた。

3. 実験結果および考察

3.1 試験経過および荷重～変形関係

図-2 にせん断力～部材角関係、図-3 にせん断力～部材角関係包絡線、表-4 に実験結果一覧を示す。破壊モードは、全試験体とも曲げ降伏先行の曲げ

表-2 コンクリートの実験時材料試験結果
(現場封缶養生)

単位 (kg/cm^2)

試験体名	材令 (日)	圧縮強度 $c\sigma_b$	弾性係数 ($\times 10^5$)	割裂強度 σ_t
B35-4-50	32	287	2.48	17
B35-8-50	56	773	3.85	55
B60-4-50	32	287	2.48	17
B60-4-50C	40	299	2.65	17
B60-8-50	56	773	3.85	55
B60-8-30	63	755	3.81	55
B80-4-50	40	299	2.65	17
B80-4-50C	48	306	2.69	22
B80-4-30	63	755	3.81	55
B80-8-80	69	762	4.17	55
B80-8-30	69	762	4.17	55
B60S-4-50	54	286	2.65	15
B80S-4-50	54	286	2.65	15

表-3 鋼材の機械的性質

鉄筋種別	降伏点 σ_y (kg/cm^2)	引張強さ σ_u (kg/cm^2)	弾性係数 E_s ($\times 10^6$)	伸び (%)
D16 (SD35)	3551	5424	1.85	18.6
D16 (SD60相当)	5821	7546	1.81	10.0
D16 (SD80相当)	8124	8626	1.80	9.4
スターラップ 5Φ	7959	9065	1.98	17.5

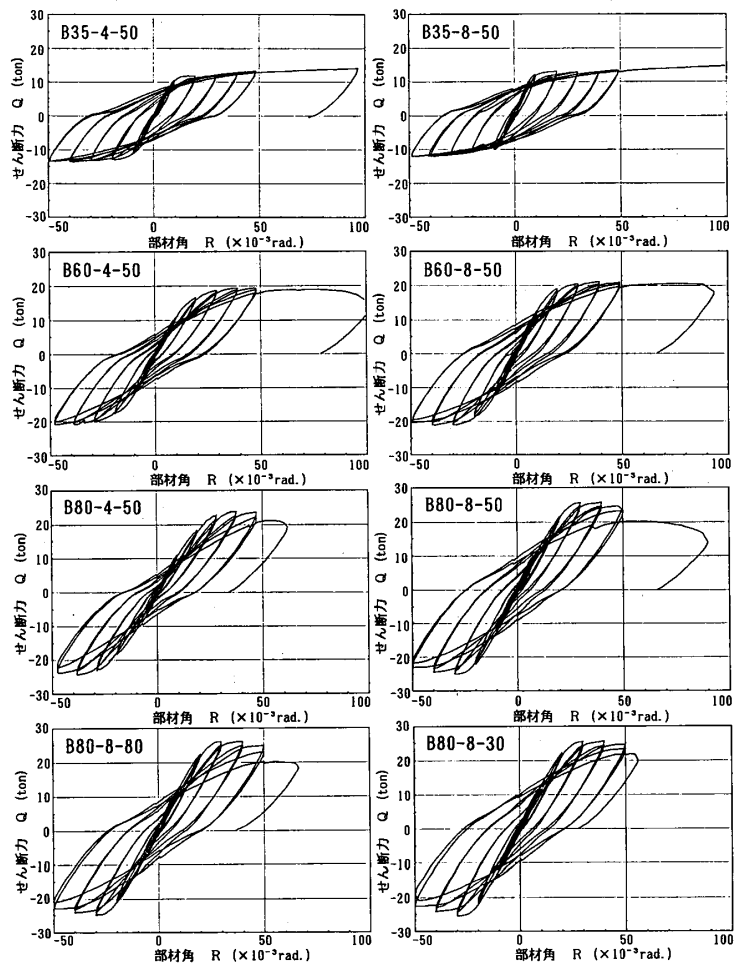


図-2 せん断力～部材角関係

圧縮破壊であった。但し、Fc800 で主筋がSD60以上、せん断補強筋ピッチが50mm以下の試験体では、限界変位 R_u （最大耐力の80%を保持し得る変位）以降に引張側主筋の破断で実験を終了している。最大耐力実験値を各曲げ耐力計算値と比較すると、学会略算式に対する実験値/計算値は1.00~1.50と全ての試験体で実験値が計算値を上回った。e関数法に対する実験値/計算値は、0.98~1.26と学会略算式より適合性が良くなっている。本実験のように、シアスパン比が4.0で曲げの影響が強く、主筋量が同一の場合、主筋強度が高いほど限界変位 R_u は小さくなり、SD35の場合 $R_u=95/1000\text{rad}$.程度、SD60の場合 $R_u=85/1000\text{rad}$.程度、SD80の場合 $R_u=50/1000\text{rad}$.程度であった。このうち主筋にSD80を用いた場合には、コンクリート強度が高い方が限界変位が小さかった。コンクリート強度の影響を見るとコンクリート強度の高い試験体の方がコンクリートの弾性係数が大きいため、初期剛性が大きく、最大耐力は大きくなり、ループ形状はエネルギー吸収能の大きい紡錘形を示した。そのなかでも主筋がSD60以上の試験体では、コンクリート強度の高い方が大変形時にループ面積はかなり大きくなっていた。同一コンクリート強度で曲げ耐力が異なる試験体の比較では、曲げ耐力が高くなると荷重～変形関係における降伏変位が大きくなり、最大耐力は上昇するが限界変

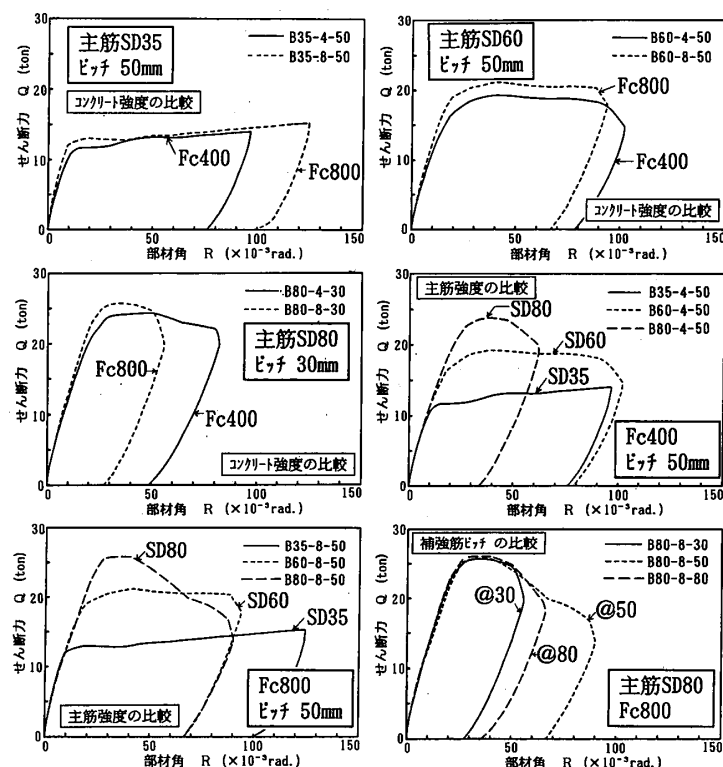


図-3 せん断力～部材角関係包絡線

表-4 実験結果一覧

試験体名	主筋降伏		最大耐力時							限界変位* Ru (10 ⁻³ rad.)	備考
			実験値		計算値						
	Q (ton)	R(10 ⁻³ rad.)	Q (ton)	R(10 ⁻³ rad.)	Qcal 1 (ton)	$\frac{Q}{Qcal 1}$	Qcal 2 (ton)	$\frac{Q}{Qcal 2}$			
B35-4-50	—**	—**	13.6	96.73	10.7	1.27	11.6	1.17	≧ 96.73		
B35-8-50	10.7	7.48	16.1	124.34	10.7	1.50	12.8	1.26	≧ 124.34		
B60-4-50	—**	—**	-21.1	-37.99	17.6	1.20	18.5	1.14	95.87		
B60-4-50C	14.6	15.59	-21.6	-51.17	17.6	1.23	18.5	1.17	84.97		
B60-8-50	15.9	13.56	21.5	39.35	17.6	1.22	19.8	1.09	93.37	引張側主筋破断	
B60-8-30	15.8	13.67	-21.5	-39.82	17.6	1.22	19.7	1.09	99.56	引張側主筋破断	
B80-4-50	19.8	22.08	-24.6	-38.30	24.5	1.00	25.2	0.98	≧ 61.84	ねじれ	
B80-4-50C	19.4	22.85	-25.0	-39.05	24.5	1.02	25.2	0.99	92.92		
B80-4-30	21.5	23.31	24.8	49.90	24.5	1.01	25.2	0.98	82.04	引張側主筋破断	
B80-8-80	22.7	20.07	26.4	40.00	24.5	1.08	26.4	1.00	49.99	圧縮側主筋座屈	
B80-8-50	21.2	19.90	26.2	39.99	24.5	1.07	26.4	0.99	50.12	引張側主筋破断	
B80-8-30	21.5	18.92	26.0	39.96	24.5	1.06	26.4	0.98	54.46	引張側主筋破断	
B60S-4-50	11.7	14.81	15.2	49.81	11.0	1.38	13.2	1.15	≧ 65.51	ねじれ	
B80S-4-50	11.6	21.18	12.0	30.02	9.2	1.30	11.3	1.06	≧ 45.87	ねじれ	

*: 最大耐力の80%を保持し得る変位
Qcal 1: 学会略算式による計算値

** : 計測不備により測定不能
Qcal 2: e関数法による計算値

$\geq$: 加力中断のため最終変位を掲載

位は小さくなった。これは主筋強度を変化させて曲げ耐力を変化させているために、荷重～変形関係に鉄筋の素材の性質（主筋強度が高くなると降伏歪は大きくなるが伸び率が小さくなる）が顕著に現われたためと考えられる。同一曲げ耐力で主筋強度を変化させたB35-4-50、B60S-4-50、B80S-4-50の比較では、同一曲げ耐力にするために主筋の本数を変化させているので、本数の少ない試験体の方が有効断面係数は小さくなり、初期剛性が小さくなった。また、ここでも主筋強度が高い方が、荷重～変形関係における降伏変位は大きく、限界変位は小さかった。せん断補強筋ピッチの影響を見ると、主筋がSD35、60の試験体ではせん断補強筋ピッチを変化させても荷重～変形関係はほとんど変化しない。主筋がSD80の試験体では、Fc400の場合せん断補強筋ピッチが30mmで、Fc800の場合せん断補強筋ピッチが50mm以下で引張側主筋の破断が生じた。せん断補強筋ピッチが80mmのB80-8-80では $R=50/1000\text{rad.}$ 以降耐力低下が大きくなり、圧縮側主筋の座屈を生じた。圧縮域拘束筋の有無による荷重～変形関係、ひびわれ性状の差は見られなかった。

3.2 梁端部曲げ変形とヒンジ領域

図-4に梁端から50、100、100、100、150mmの5区間で測定した曲率より求められる曲げ変形に対する各区間の曲げ変形の割合を、図-5に梁端から50mmの区間のみの曲率を示す。これらより、梁端部の曲げ変形の集中度を把握し、ヒンジ領域との関係を見る。なおヒンジ領域は、被りコンクリートの剥落が生じたり、ひびわれ本数が多く、ひびわれ幅が広がっていて鉄筋が塑性化していると推定される部分を目視により測定したものである。また曲げ変形の全体変形に対する割合は、殆どの試験体で70～90%の間に入っており、かなり曲げ変形が卓越していた。コンクリート強度を変えたB80-4-50とB80-8-50、B80-4-30とB80-8-30を比較するとコンクリート強度が高くなると、 $R=50/1000\text{rad.}$ の大変形時に梁端の曲率が大きくなり、梁端部に曲げ変形が集中した。これらの試験体でヒンジ領域は、コンクリート強度が高い方が狭くなっていた。主筋強度を変えた、B35-8-50、B60-8-50、B80-8-50を比較す

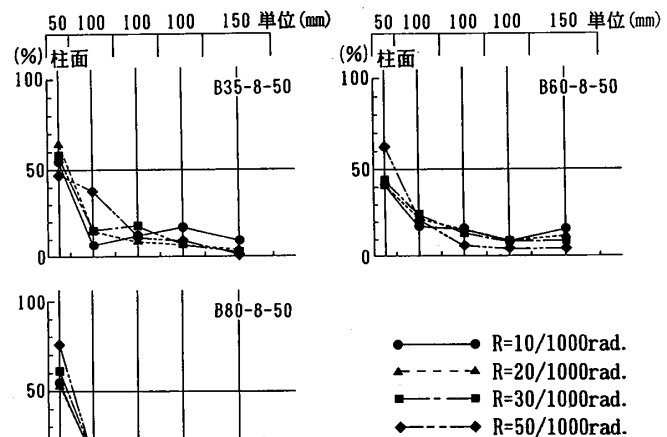


図-4 各区間の曲げ変形の全曲げ変形に対する割合 (正載荷時)

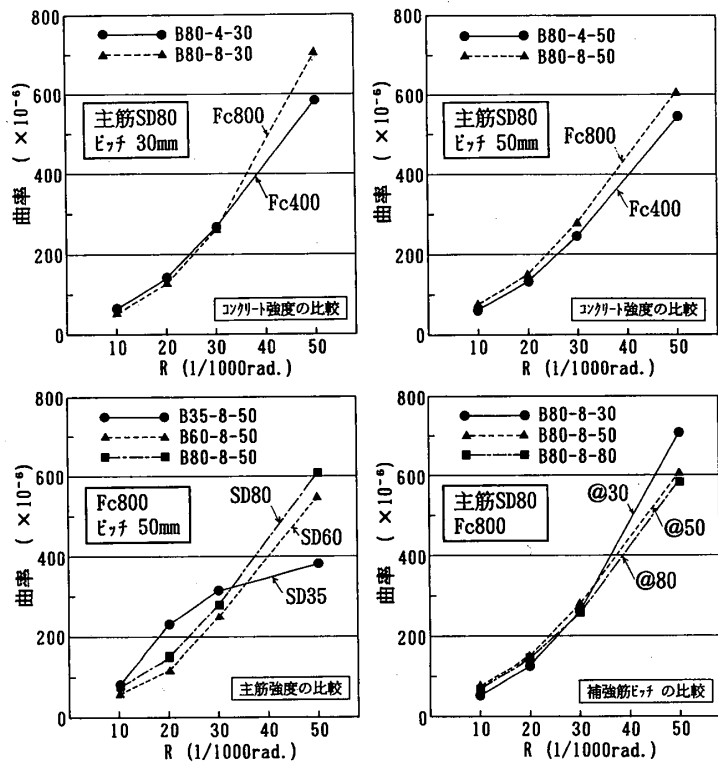


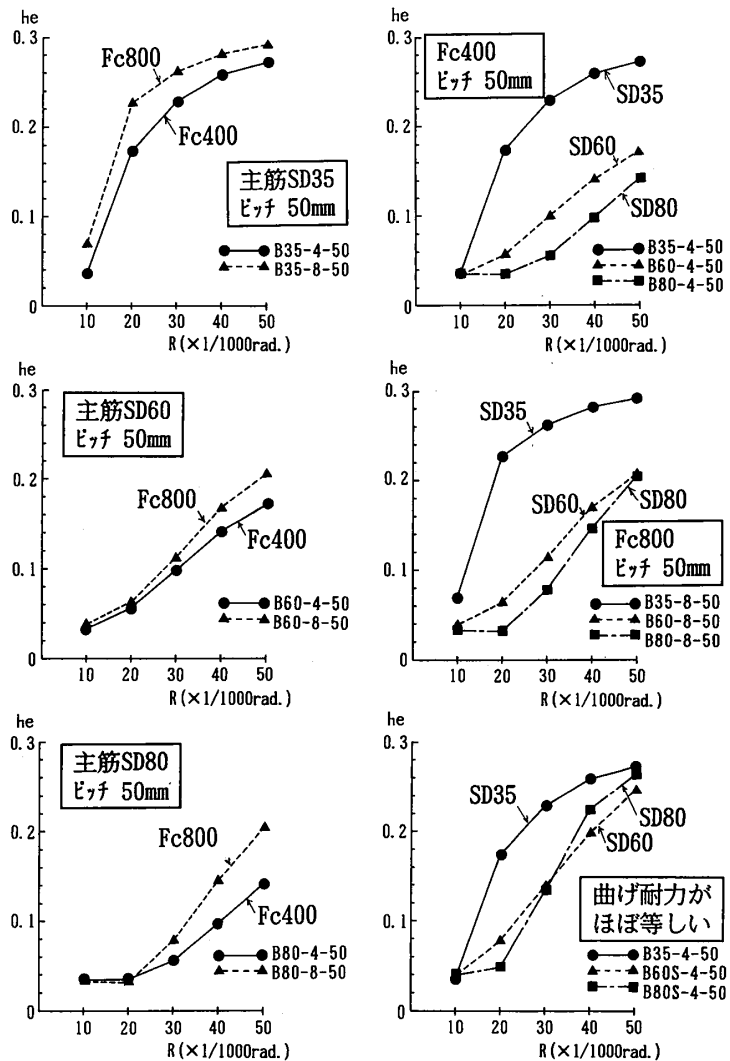
図-5 梁端の曲率の比較

ると、主筋強度が高い方が $R=50/1000\text{rad.}$ の大変形時に梁端部に曲げ変形が集中する傾向が見られた。ヒンジ領域は、SD60, 80 の試験体の方がSD35の試験体より狭くなっていた。せん断補強筋ピッチを変えたB80-4-50とB80-4-30の比較および、B80-8-80、B80-8-50、B80-8-30の比較では、せん断補強筋ピッチが小さい方が、 $R=50/1000\text{rad.}$ の大変形時に梁端の曲率が大きくなり、梁端部に曲げ変形が集中した。ヒンジ領域は、SD80の試験体の場合、せん断補強筋ピッチが小さい方が狭くなっていた。これらより、梁端部に曲げ変形が集中する割合が大きくなることに対応して、ヒンジ領域が狭くなり、梁端部の主筋の歪が局部的に大きくなっていると推定される。この現象と伸び率の小さい、降伏比の大きいSD60以上の主筋がFc800 でせん断補強筋ピッチ50mm以下の場合に限界変位以降に破断したことと関連があると考えられる。圧縮域拘束筋の有無による梁端部曲げ変形、ヒンジ領域への影響は明確ではない。

3.3 等価粘性減衰定数 (h_e)

図-6に荷重～変形関係より求めた正載荷時の定常ループにおける等価粘性減衰定数（以下 h_e と略記）を比較して示す。 h_e は、エネルギー吸収能力を示す代用値として用いており、 h_e の値が大きい時、エネルギー吸収能力が大きいと評価する。 h_e の値が急増する変位は、主筋がSD35の試験体では $R=20/1000\text{rad.}$ 、SD60, 80 の試験体では $R=30/1000\text{rad.}$ と主筋が高強度になると大きく

なっている。コンクリート強度の影響をみると、各試験体とも荷重～変形関係の降伏変位以降、コンクリート強度が高い方が h_e は大きくなっている。Fc800 の試験体の h_e の値をFc400 の試験体の h_e の値に対する比でみると、主筋がSD35の試験体では $R=10/1000\text{rad.}$ において1.8 倍、 $R=20/1000\text{rad.}$ において1.3 倍程度と変位の増大に伴いその比は小さくなっている。また、主筋がSD60, 80 の試験体では $R=30/1000\text{rad.}$ 以上の変位でその比はほぼ一定しており、それぞれ1.15 倍、1.4 倍程度となっていた。これは、コンクリート強度が高くなると主筋との付着性状が良くなり、復元力特性が改善されるためと考えられる。また主筋強度を変えた試験体の比較では主筋強度の低い方が h_e は大きい、変位の増大に伴い主筋強度による h_e の差は小さくなる。せん断補強筋ピッチ、圧縮域拘束



(a) コンクリート強度の比較

(b) 主筋強度の比較

図-6 等価粘性減衰定数の比較 (正載荷時)

筋の有無は h_e にほとんど影響を与えていない。

3.4 鉄筋の歪

a) 梁主筋の歪 端部の梁主筋の降伏する変位は、SD35の試験体では $R=7.48/1000\text{rad.}$ 、SD60の試験体では $R=13.56\sim15.59/1000\text{rad.}$ 、SD80の試験体では $R_u=18.92\sim23.31/1000\text{rad.}$ となり、主筋強度が高くなると大きくなっている。これは、鉄筋強度が高くなると降伏歪が大きくなることに対応している。

b) スターラップの歪 図-7にスターラップの歪分布を示す。スターラップは、 $\sigma_y \approx 8000\text{kg/cm}^2$ の高強度リング筋を用いており、本実験の範囲内では全試験体とも降伏は生じなかった。スターラップの歪は、主筋がSD80でせん断補強筋ピッチが最も大きいB80-8-80が最も大きく 3600μ に達し、主筋本数の少ないB60S-4-50とB80S-4-50で最も小さく 2000μ 以下であった。この3体以外のスターラップの歪は、 $2000\mu\sim3000\mu$ の間に入っている。スターラップの歪分布は、主筋強度が低い場合、梁端から梁せいの2/3だけ離れた部分でピークとなる山型の分布を示すが、主筋強度が高くなると梁端から梁せいの1.5倍の範囲で均等化しているのが特徴である。圧縮域拘束筋を付加するとスターラップの歪は小さくなる。

4. まとめ

本実験のようにシアスパン比4.0で曲げの影響が強い長スパン梁で、高強度コンクリートと高強度主筋を用いた場合、最大耐力は、既往の曲げ耐力算定式によって概ね評価できる。また、コンクリート強度を F_c800 に高くすることにより、初期剛性、最大耐力、エネルギー吸収能はともに大きくなった。荷重～変形関係における降伏変位、変形性能等は、主筋の素材の性質にかなり影響され、高強度主筋を用いた場合、降伏変位は大きく、限界変位は小さくなる。また、コンクリート強度が高いほど、主筋強度が高いほど、せん断補強筋ピッチが小さいほど、梁端部に曲げ変形が集中し、その結果として伸び率の小さい高強度主筋が、限界変位以降で引張破断した。

本実験で以上のような知見が得られたが、高強度コンクリートと高強度主筋を用いた場合に梁端部に曲げ変形が集中するメカニズム、スターラップの歪分布形の差異等については、解析を含む今後の検討課題である。

(参考文献)

- 1) 菅野、長嶋、木村、田村：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、コンクリート工学年次論文報告集、1988、10-3、P227～232
- 2) 菅野、長嶋、木村、市川：高強度コンクリートを用いた柱・梁接合部の実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、1989、11-2、P525～530

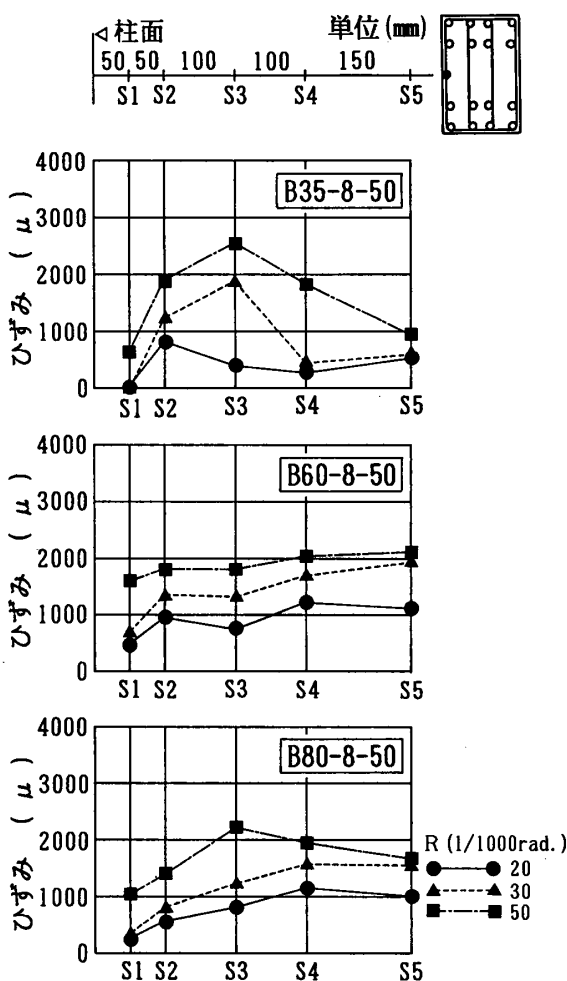


図-7 スターラップの歪分布