

高強度ハーフプレキャストRC梁の実験的研究

正田 雄高* 藤本 純一**
都祭 弘幸*

要 旨

近年の鉄筋コンクリート（RC）造建物は、超高層化、架構計画の自由度拡大等ニーズが多様化している。

本研究では、高強度コンクリート（ $F_c = 60\text{MPa}$ 、 80MPa ）および高強度鉄筋（主筋：SD490、横補強筋：SD785）を使用したRC造梁部材の構造特性の把握および有孔梁の耐震性能の確認を目的とした曲げせん断実験を実施した。また、超高層RC造建物の施工時における現場作業の低減および工期短縮などの施工性の向上を図るために、実験では、U字型断面のハーフプレキャスト（以下、PCaとする）工法を考慮している。

本報告では、実験結果から、実験変数であるコンクリート強度、開孔の有無及び製作方法（在来工法及びPCa工法）が高強度RC造梁部材の構造特性に与える影響についての検討を行い、併せて部材設計を適切に行うために実験値と各耐力計算値との適合性を確認した。

1. まえがき

本研究は、RC造建物への多様化するニーズに対応するため、高強度材料の使用、及び施工性の向上を図るためにハーフPCa工法を採用した梁部材の力学性状について把握することを目的としている。

本報では、縮小模型による曲げせん断実験を実施し、その検討結果について報告する。

2. 試験体

表 - 1、2 に試験体一覧、使用した鉄筋の機械的性質を示し、図 - 1 に試験体形状を示す。試験体は超高層RC造建物の下層階の梁部材を対象としており、縮尺は実大の約1/3である。試験体数は全7体であり、実験パラメータは、以下のものである。

- 1) コンクリート強度 F_c F_c ：設計基準強度（ $F_c = 60\text{MPa}$ 、 80MPa 、以下 F_c60 、 F_c80 と略記する）
- 2) 開孔の有無
- 3) 製作方法（在来工法及びプレキャスト工法）

試験体の設計はいずれも曲げ降伏先行型とした。

梁断面は $b \times D = 220 \times 380\text{mm}$ であり、せん断スパン比 $M/(QD)$ は、2.15である。使用材料は、高強度コンクリート（ F_c60 、 F_c80 ）と高強度鉄筋（主筋SD490、横補強筋SD785）の組み合わせであり、有孔梁試験体の開孔補強金物には、高強度PC鋼棒（SBPD1275/1420）を用いている。

梁主筋量は、43階建て超高層RC造建物の設計結果から比較的主筋量が多く、部材のせん断余裕度及び付着余裕度が比較的小さい部材を対象とした。主筋は二段配筋

表 - 1 試験体一覧

試験体名	G61	G62	G63	G64	G81	G82	G83	
断面寸法	b x D = 220 x 380 mm							
試験区間長	Lo = 1635 mm							
縮尺	1/3.15							
スパン比	M/(QD) = 2.15							
コンクリート強度 (MPa)	(後打部)	60.8	61.0	69.1	69.7	77.0	76.5	79.4
	(PCa部)	-	-	68.4	69.1	-	86.6	87.5
主筋	(端部)	10 - D13 , pt = 1.725 (%) , y = 639.4 (MPa)						
	(中央部)	5 - D13 , pt = 0.863 (%) , y = 693.4 (MPa)						
横補強筋	(端部)	4 - D6@80 , pw = 0.720 (%) , wy = 1109.3 (MPa)						
	(中央部)	2 - D6@80 , pw = 0.360 (%) , wy = 1109.3 (MPa)						
開孔の有無	無	有	無	有	無	無	有	
開孔径 (mm)	-	95	-	95	-	-	95	
開孔	横補強筋	-	2-D6,2set	-	2-D6,2set	-	2-D6,2set	
	pwo1 (%)	-	0.360	-	0.360	-	0.360	
降伏	wo1 y (MPa)	-	1109.3	-	1109.3	-	1109.3	
	開孔補強金物	-	7.1,2set	-	7.1,2set	-	7.1,2set	
強度	pwo2 (%)	-	0.637	-	0.637	-	0.637	
	wo2 y (MPa)	-	1445.0	-	1445.0	-	1445.0	
C範囲	pwo (%)	-	0.997	-	0.997	-	0.997	
	pwo・wo y	-	13.20	-	13.20	-	13.20	
試験体製作方法	在来工法	在来工法	PCa工法	PCa工法	在来工法	PCa工法	PCa工法	

Pwo1：横補強筋による開孔補強筋比 C=161mm
wo1 y：孔際横補強筋の降伏強度
Pwo2：開孔補強金物による開孔補強筋比
wo2 y：開孔補強金物の降伏強度
表中、C範囲の横補強筋は梁中央部の種。梁端部は4-D6, pwo1=0.720%, pwo=1.357%, pwo・wo y=17.19である。

表 - 2 鉄筋の機械的性質

鋼材種別	降伏強度 y (MPa)	最大強度 u (MPa)	破断伸び (%)
D13 (SD490)	639.4	787.1	13.99
D6 (SD785)	1109.3*	1267.7	8.95
7.1 (SBPD1275/1420)	1445.0*	1526.7	6.73

*は、0.2%オフセット法による強度
主筋：D13、横補強筋：D6、開孔補強金物：7.1

*技術研究所 **建築設計部

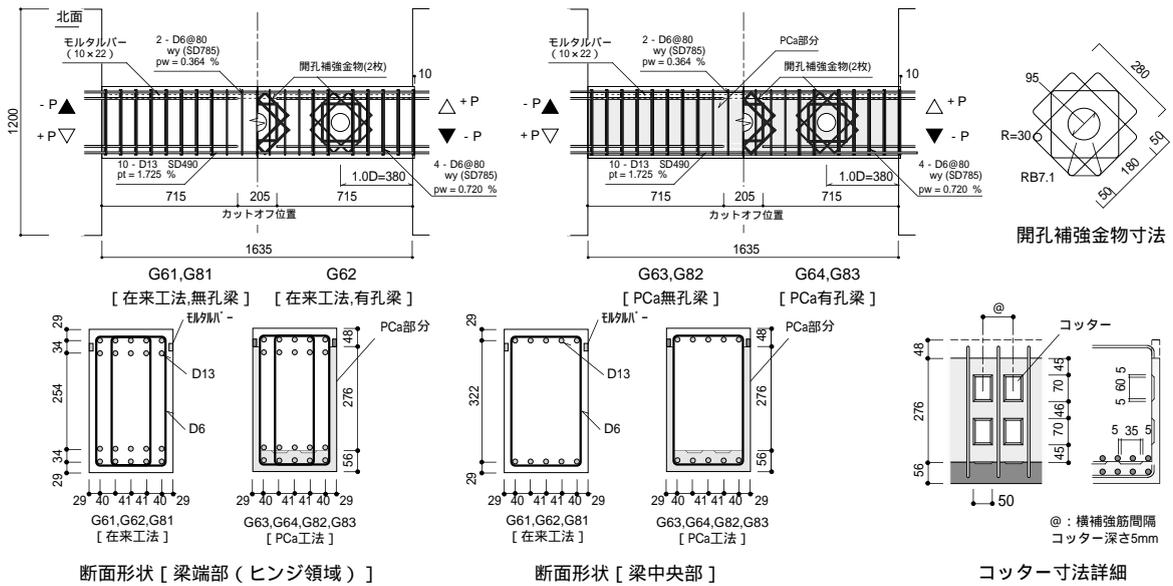


図 - 1 試験体形状

であり、引張鉄筋比は、1.725%である（10 - D13）。
 なお、梁主筋の二段筋は梁スパンの中央部でカットオフしている（梁端部から715mmの位置）。

補強筋は、あばら筋及び中子筋ともにフラッシュバット溶接による閉鎖型を用いている。また、梁端部と中央部で補強筋量を変化させており、梁端部から1.5Dの範囲まで中子筋を有する配筋とし、それを越える梁中央部は中子筋が無く、補強筋量は梁端部の1/2とした。

有孔梁試験体の開孔は、いずれも孔数が3（孔径H = 95mm、H/D = 1/4）であり、梁端部から1.0Dの位置と梁中央部に設けた。開孔補強金物は1つの開孔に対してそれぞれ2セットずつ梁側面の近傍に配置した。

製作方法をPCaとした試験体は、PCa部分がU字型断面であり、下端筋の一段目の主筋と横補強筋はPCa部分にあらかじめ埋設して製作した。また、下端筋二段目の主筋を配筋する際は、U字型断面の底部上に配置する。PCa部分の長さは、試験区間長より片側10mmずつ長く、スタブ内部に埋め込むようにした。なお、PCa部内面には、図 - 1 のコッター寸法詳細に示すコッターを設けている（深さ5mm、ピッチは横補強筋間隔）。

いずれの試験体も、施工時にハーフPCaスラブを使用することを想定しており、ほぼ上端筋一段目と二段目の中間位置にモルタルバーを設置して、ハーフPCa板の使用に伴う断面欠損を考慮した。

試験体に使用したコンクリートの圧縮強度試験結果を表 - 1 に併せて示す。

実験時におけるコンクリート圧縮強度 f_{cb} は、Fc60ク

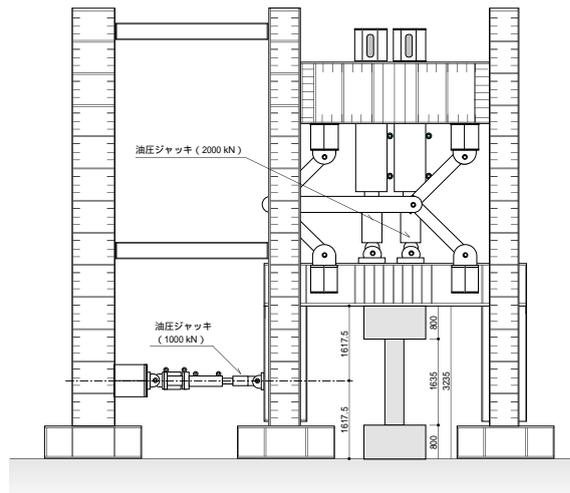


図 - 2 実験装置

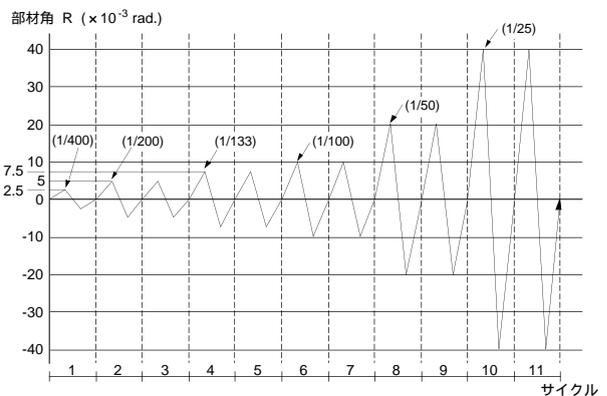


図 - 3 加力サイクル

表 - 3 実験結果一覧

発生現象		G61			G62			G63			G64			G81			G82			G83		
		サ イ 外	Q (kN)	(mm)																		
最大耐力	正	10	334	64.8	10	336	63.8	10	331	65.4	10	330	64.9	10	335	62.4	10	330	64.9	10	331	65.5
	負	10	-327	-64.7	10	-329	-64.9	10	-324	-65.5	10	-320	-59.5	10	-325	-64.8	10	-328	-64.7	10	-319	-64.5
曲げひび割れ	正	1	70	1.6	1	59	1.2	1	76	1.6	1	63	1.3	1	63	1.2	1	84	2.4	1	71	1.6
	負	1	-47	-0.6	1	-53	-0.8	1	-55	-0.8	1	-41	-0.4	1	-42	-0.4	1	-71	-1.6	1	-52	-0.8
曲げせん断ひび割れ	正	1	104	3.1	1	110	4.1	1	107	3.2	1	109	4.1	1	102	3.2	1	111	4.1	1	109	3.8
	負	1	-109	-3.4	1	-116	-3.8	1	-112	-3.6	1	-98	-2.8	1	-113	-3.6	1	-108	-3.5	1	-91	-2.9
せん断ひび割れ	正	2	164	7.4	1	87	2.4	2	171	8.1	1	81	2.0	2	168	7.9	2	141	6.9	1	91	2.8
	負	2	-168	-8.1	1	-81	-2.0	2	-173	-8.3	1	-55	-0.8	2	-158	-6.8	2	-157	-7.4	1	-98	-3.3
主筋の付着ひび割れ		4	-165	-8.3	4	234	12.2	4	213	10.9	4	230	12.3	4	211	10.4	4	219	12.2	4	207	11.0
端部コンクリートの圧壊	正	6	262	14.2	6	259	14.2	8	320	24.5	6	264	16.1	7	269	15.8	8	204	26.5	8	288	18.8
	負	6	-240	-14.2	4	-219	-11.7	7	-216	-13.9	4	-200	-9.7	6	-223	-14.6	6	-182	-12.5	7	-225	-15.8
端部被りコンクリートの剥落	正	8	-119	-4.1	8	310	31.9	5	318	32.8	8	314	32.5	8	284	30.6	8	-204	-26.7	9	275	31.8
	負	9	-307	-32.3	10	320	64.4	9	-283	-32.2	9	-244	-29.6	9	-246	-29.4	10	-171	-53.3	10	313	64.9
主筋の引張降伏		6	255	13.8	6	254	13.7	6	253	14.7	6	251	14.4	6	257	13.8	6	252	15.0	6	254	15.1
横補強筋の引張降伏		10	-260	-12.0	11	299	61.3	10	-199	-3.0	10	-315	-60.9	11	-289	-50.6	10	-271	-14.8	10	-318	-63.8
開孔補強金物の降伏																						
限界部材角時	正	10	334	64.8	10	334	64.7	10	331	65.4	10	330	64.9	10	334	64.8	10	330	64.9	10	331	65.5
	負	10	-327	-64.7	10	-329	-64.9	10	-320	-65.5	10	-305	-64.0	10	-325	-64.8	10	-328	-64.7	10	-318	-65.4

限界部材角は、包絡線上で最大耐力の80%を下回らない最大の変形角とした。

ラスが $\sigma_b = 60.8 \sim 69.7\text{MPa}$ 、Fc80クラスが $\sigma_b = 76.5 \sim 87.5\text{MPa}$ であった。試験体のコンクリート打設は、試験体を横にした状態で上端側から打設を行った。粗骨材は、6号砕石を用いている。

3. 実験方法

図 - 2、3 に実験装置、加力サイクルを示す。

実験装置は、上下スタブが平行を保持するようにパンタグラフを設置した建研式逆対称加力装置を用いて行った。加力は、試験体の水平方向に設置した両端にピン機構を有する1000kN油圧ジャッキにより正負繰り返しの載荷を行った。加力の制御は、上下スタブ間の相対変位により行った。

加力サイクルは、部材角 $R = 1/400 \text{ rad.}$ で1回、その後、 $R = 1/200, 1/133, 1/100, 1/50, 1/25 \text{ rad.}$ で各2回ずつ正負に繰り返すことを計画した。

計測は、作用荷重、主要な位置の変形、鉄筋のひずみについて行い、ひび割れ観察は目視により行った。

4. 実験結果

4.1 破壊経過及び荷重変形関係

表 - 3 に実験結果一覧を示し、図 - 4、5 に破壊状況 ($R = 1/50 \text{ rad.}$ 9 サイクル終了時)、荷重変形関係を示す。

いずれの試験体も、 $R = 1/400 \text{ rad.}$ のサイクルで曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れが発生し、 $R = 1/133 \sim 1/100 \text{ rad.}$ のサイクルで梁端部にコンクリートの圧壊が生じ

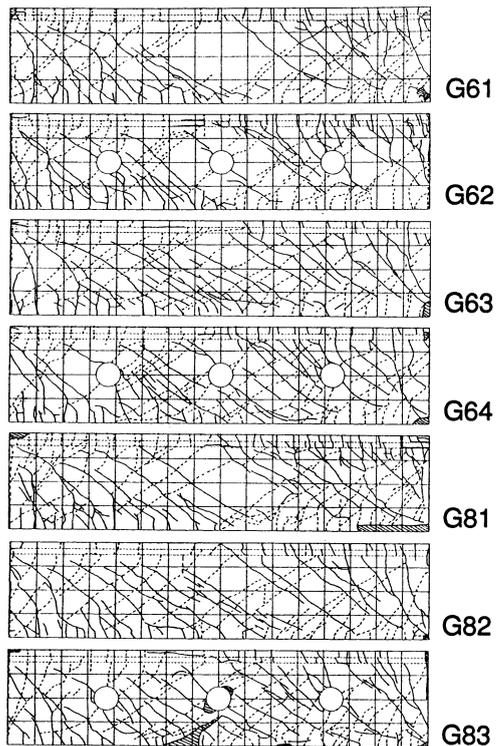


図 - 4 破壊状況 ($R = 1/50 \text{ rad.}$)

た。主筋の降伏は、 $R = 1/100 \text{ rad.}$ の1回目の繰り返しのサイクルで一段目の主筋が引張降伏した。

荷重変形関係についてみると、いずれの試験体もほぼ同様な傾向を示し、ひび割れの進展に従って徐々に剛性が低下し、 $R = 1/50 \text{ rad.}$ に向かう一回目の繰り返しのサイクルで引張側主筋の一段目と二段目が引張降伏し、荷重

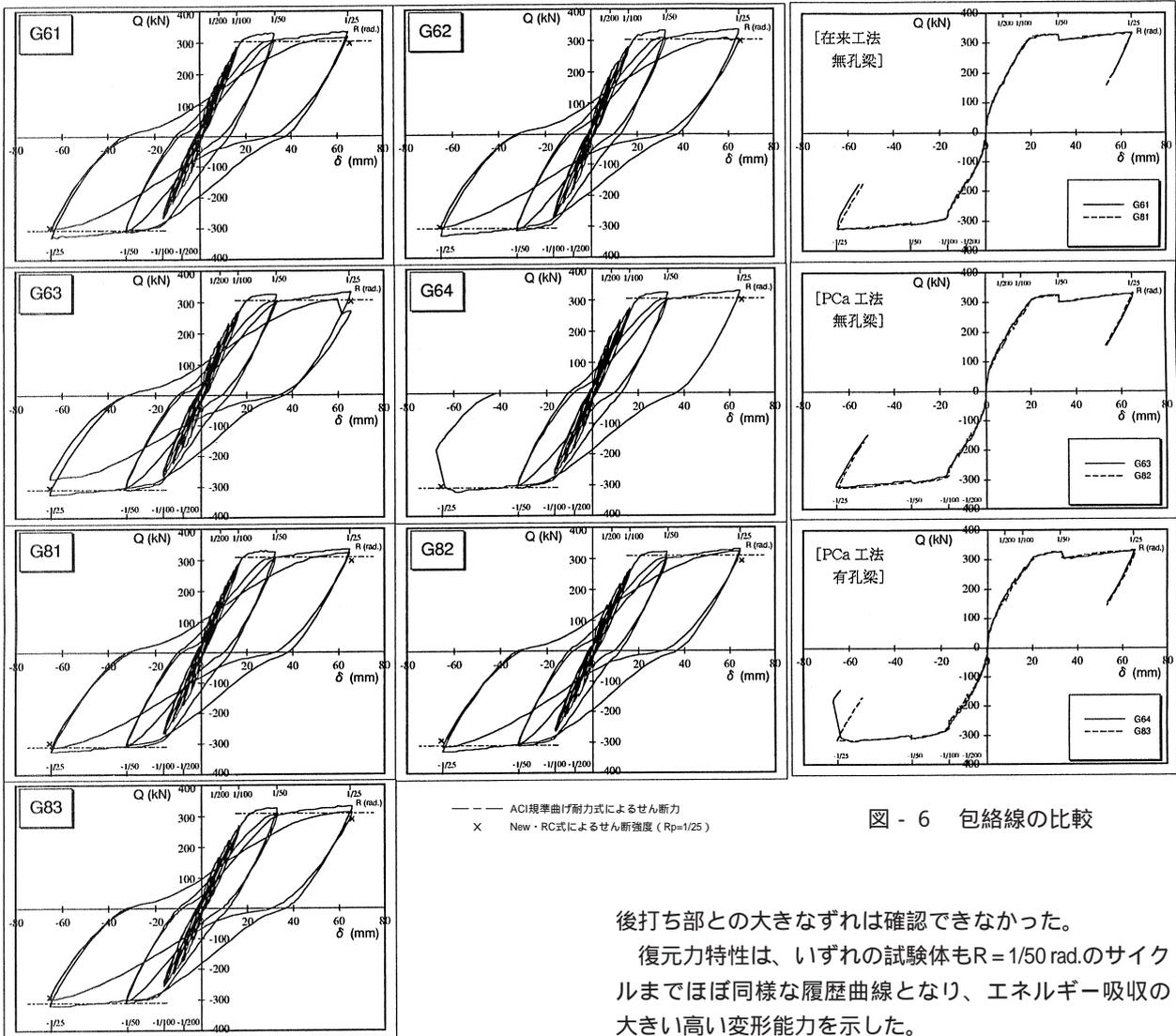


図 - 5 荷重変形関係

はほぼ横這いとなったが安定した履歴特性を示した。その後水平変位振幅の増大にともない、梁端部の圧壊の進展によるコンクリートの剥落が顕著となったが、緩やかに耐力が増加しR = 1/25 rad.の1回目の繰り返しのサイクルで正負ともに最大耐力に達した。

有孔梁試験体G64は、R = 1/25 rad.の1回目の繰り返しのサイクルの正加力側では、他の試験体と同様に安定した性状を示していたものの、負加力側ピーク付近(R = 1/25.6 rad.)で梁中央部の開孔部近傍でせん断破壊を生じて耐力が低下した。最終的な破壊モードは、G64を除く全ての試験体は曲げ破壊[F]型であった。

いずれの有孔梁試験体も、開孔補強金物は最終時まで降伏はみられず、梁端部から1.0D位置にある開孔部でのせん断破壊も生じなかった。また、PCaとした試験体は

図 - 6 包絡線の比較

後打ち部との大きなずれは確認できなかった。

復元力特性は、いずれの試験体もR = 1/50 rad.のサイクルまでほぼ同様な履歴曲線となり、エネルギー吸収の大きい高い変形能力を示した。

4.2 包絡線

図 - 6 に荷重変形関係の包絡線の比較を示す。

荷重変形関係における包絡線は、試験体のパラメータに関わらずどの試験体もほぼ同様な傾向を示し、曲げ降伏先行の安定した変形性状を示した。

コンクリート強度の違いによる包絡線への影響についてみると、在来工法による無孔梁、PCa無孔梁及びPCa有孔梁においても、最大耐力の顕著な差異は認められず、ほぼ同様な傾向であった。

PCa有孔梁G83についてみると、最終時(R = 1/25 rad.)に至るまで、在来工法によるG81及びPCa無孔梁G82とほぼ同様な包絡線となった。

4.3 等価粘性減衰定数 (he)

等価粘性減衰定数heの推移を図 - 7 に示す。なお、heは、各水平変形レベルにおける正加力ピーク時の値を示した。

いずれの試験体も h_e はほぼ同様に推移し、 $R = 1/100$ rad.のサイクルまで若干の低下傾向を示した後、 $R = 1/25$ rad.のサイクルまで水平変位振幅の増大にとまらぬ、 h_e は増加した。

4.4 実験値と計算値の比較

表 - 4 に実験値と計算値の比較を示す。

最大耐力実験値と計算値を比較すると、日本建築センター曲げ耐力式に対する実験値 / 計算値は1.10 ~ 1.12であり、ACI規準による実験値 / 計算値は1.07 ~ 1.10であった。曲げ耐力計算値は、どちらを用いても安全側の評価となった。

最大耐力実験値はいずれの試験体も $R = 1/25$ rad.時であり、New・RCせん断耐力式 Q_{su1} による塑性回転角 $R_p = 1/25$ 時では計算上せん断破壊型であった。

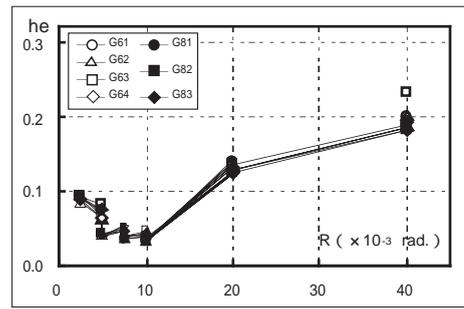
F_{c60} を用いた試験体の付着余裕度（付着強度 b_u / 設計用付着強度 f ）は、梁中央部が0.91 ~ 1.01であったが、いずれも最終的な破壊は梁中央部での付着割裂破壊とはならなかった。

4.5 主筋のひずみ分布

図 - 8 に上端筋一段目の主筋のひずみ分布を示す。

($R = 1/50$ rad.の1回目の繰り返しの正加力側ピーク時)

コンクリート強度、試験体形状の違い及び開孔の有無による顕著な差異はほとんどみられず、いずれの試験体もほぼ同様な傾向を示した。



各水平変形レベルにおける正加力時の値

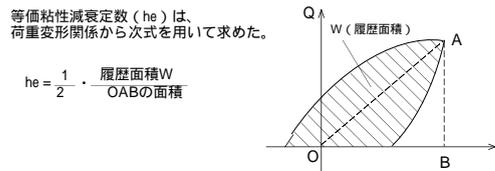


図 - 7 等価粘性減衰定数の推移

荷重変形関係において荷重がほぼ横這いとなった $R = 1/50$ rad.のサイクルでは、危険断面位置の引張主筋のひずみが大きく進展し、降伏ひずみに達している。

二段目の梁主筋のカットオフにより梁中央部の主筋量が梁端部の1/2となる本試験体の場合、一段筋のひずみは梁端部に向かい直線的に大きくなるが、梁中央部でひずみがやや大きくなる性状を示し、カットオフ

表 - 4 実験値と計算値の比較

試験体名	実験値		計算値 (実験値 / 計算値)										設計用付着強度 f	破壊形式	
	最大耐力 Q_{max} (kN)	曲げ耐力 Q_{mu1} (kN)	せん断耐力						付着強度 b_u						
			Q_{mu2} (kN)	Q_{su1}		Q_{su2}		Q_{hu1} (kN)	Q_{hu2} (kN)	b_u (N/mm ²)	f (N/mm ²)				
G61	334.4	299.2 (1.12)	305.3 (1.10)	513.5 (0.65)	453.1 (0.74)	302.0 (1.11)	298.1 (1.12)	306.8 (1.09)	261.5 (1.28)	-	-	4.41 (1.36)	2.96 (0.91)	3.24	F
G62	336.4	299.2 (1.12)	305.4 (1.10)	513.5 (0.66)	453.4 (0.74)	302.0 (1.11)	299.1 (1.12)	307.2 (1.09)	261.9 (1.28)	412.7 (0.81)	269.0 (1.25)	4.42 (1.37)	2.97 (0.92)	3.24	F
G63	331.5	299.2 (1.11)	307.0 (1.08)	513.5 (0.65)	457.1 (0.73)	306.0 (1.08)	302.0 (1.10)	322.1 (1.03)	276.8 (1.20)	-	-	4.81 (1.49)	3.23 (1.00)	3.24	F
G64	329.5	299.2 (1.10)	307.1 (1.07)	513.5 (0.64)	457.0 (0.72)	306.0 (1.08)	302.0 (1.09)	323.4 (1.02)	278.0 (1.19)	415.7 (0.79)	276.5 (1.19)	4.85 (1.50)	3.26 (1.01)	3.24	FS
G81	335.4	299.2 (1.12)	308.3 (1.09)	513.5 (0.65)	452.6 (0.74)	301.1 (1.11)	298.1 (1.13)	338.0 (0.99)	292.7 (1.15)	-	-	5.23 (1.62)	3.51 (1.09)	3.24	F
G82	329.5	299.2 (1.10)	308.9 (1.07)	513.5 (0.64)	446.3 (0.74)	291.3 (1.13)	289.3 (1.14)	347.0 (0.95)	301.7 (1.09)	-	-	5.47 (1.69)	3.67 (1.13)	3.24	F
G83	331.5	299.2 (1.11)	309.1 (1.07)	510.3 (0.65)	442.8 (0.75)	295.2 (1.12)	292.2 (1.13)	350.6 (0.95)	305.3 (1.09)	404.2 (0.82)	289.2 (1.15)	5.56 (1.72)	3.74 (1.15)	3.24	F

破壊形式 F : 曲げ破壊 FS : 曲げ降伏後のせん断破壊

Q_{max} : 正負の最大値

Q_{mu1} : 日本建築センター式による値¹⁾

Q_{mu2} : ACI規準曲げ耐力式による値²⁾

Q_{su1} : New・RC式によるせん断耐力³⁾

($R_p = 1/50, 1/25$)

Q_{su2} : 荒川mean式¹⁾

b_u : New・RC式による終局付着強度³⁾

(σ_{f1} による断面欠損を考慮)

f : New・RC式による設計用付着強度³⁾

Q_{hu1} : New・RC式による有孔梁せん断耐力³⁾

Q_{hu2} : 修正広沢式⁴⁾

Q_{su1}, Q_{su2}, b_u の欄の値は、左側が梁端部(ヒンジ領域)、右側が梁中央部の値を示す。

$$\begin{aligned} \mu_{u1} &= 0.9 a t \cdot y \cdot d \\ Q_{su1} &= b \cdot j t \cdot p_w \cdot y \cdot \cot \theta + \tan \theta (1 -) b \cdot D \cdot \mu \cdot B / 2 \\ &= \left(\frac{0.068 p t_{0.23} (F_c + 180)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot w_y} \right) b \cdot j \\ Q_{su2} &= \left(\frac{M / (Q \cdot d) + 0.12}{(0.17 + 0.38 b i) / F_c + 32 k n \cdot p_w \cdot b / (N \cdot d b)} \right) / F_c \\ f &= d b / (4 (L - d)) \end{aligned}$$

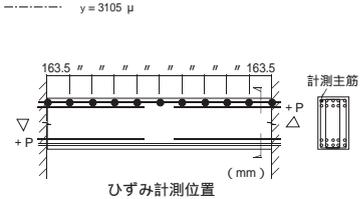
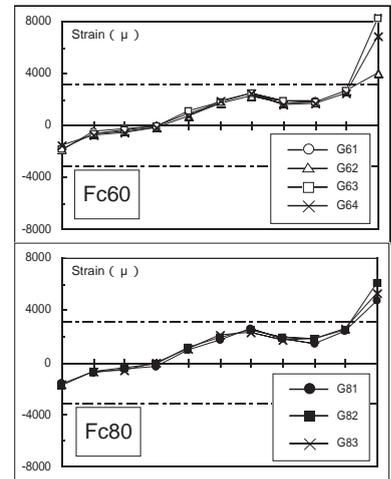


図 - 8 主筋のひずみ分布

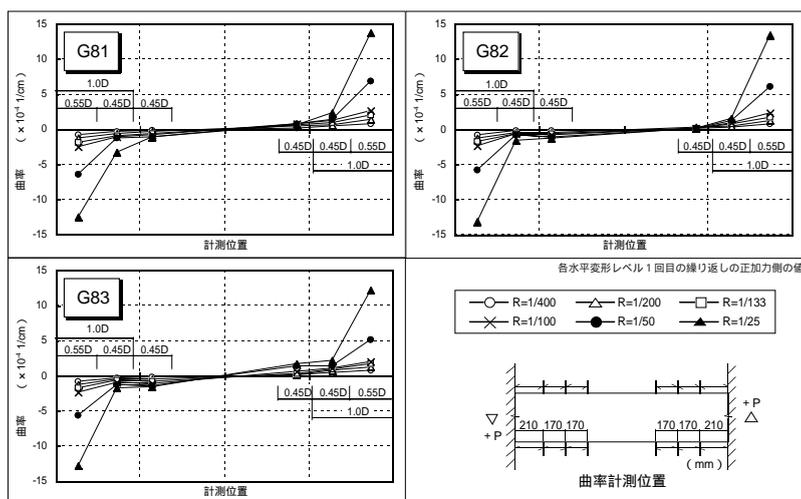


図 - 9 曲率分布

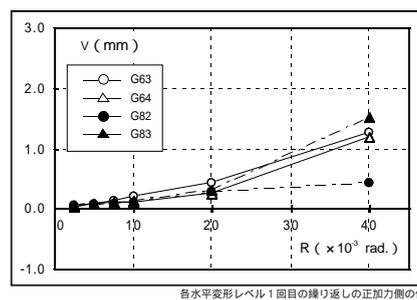


図 - 10 ずれ変位部材角関係

による影響が認められた。

4.6 曲率分布

図 - 9 に曲率分布を示す。(各水平変形レベル1回目の繰り返しの正加力ピーク時)

曲率分布も主筋のひずみ分布と同様に、試験体のパラメータに関わらず、どの試験体もほぼ同じ傾向を示した。

主筋のひずみ分布及び曲率分布から本試験体におけるヒンジ領域はほぼ0.5Dであると考えられる。

4.7 鉛直接合部のずれ

図 - 10 に、PCa試験体の梁端部鉛直接合部におけるずれ変位部材角関係を示す。(各水平変形レベル1回目の繰り返しの正加力ピーク時)

いずれの試験体も水平変位振幅の増大にともない鉛直ずれ変位は増加し、開孔の有無による顕著な差はみられない。

R = 1/25 rad.時についてみると、ずれ変位量が最大であったPCa有孔梁G83は、ずれ変位量の相対変形に対する割合は約2.3%でわずかであり、地震応答に対する影響は小さいものと考えられる。

実験時の観察から、いずれのPCa試験体も梁端部PCa部での鉛直ずれによって最終破壊には至らず、また、在来工法の試験体と比較して梁端部破壊の進展状況に差異は認められなかった。

5.まとめ

高強度コンクリート (Fc = 60、80MPa) と高強度鉄筋 (主筋SD490、横補強筋SD785) を使用した梁部材の曲げせん断実験から以下の知見が得られた。

- (1) 荷重変形関係は、コンクリート強度、PCa工法採用の有無及び開孔の有無に関わらず、どの試験体もほぼ同様であり、曲げ降伏先行型の変形能力に富むものであった。
- (2) 曲げ耐力計算値は、日本建築センター式及びACI規準式のいずれの式においても最大耐力を安全側に評価できた。
- (3) 本PCa工法では、高強度コンクリートFc80までは在来工法と同等の構造特性を確保できる。

参考文献

- 1) 日本建築センター：建築物の構造規定、pp.333 ~ 334、1997
- 2) American Concrete Institute：Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)
- 3) (財) 国土開発技術研究センター：鉄筋コンクリート造構造物の超軽量・超高層化技術の開発報告書、平成5年度
- 4) 建築技術No.331、pp.93 ~ 101、1979