

論文 偏心を有する RC 内部柱梁接合部における接合部せん断入力量と破壊形式の関係

山崎 慎介^{*1}・後藤 康明^{*2}・北野 敦則^{*3}・城 攻^{*4}

要旨：RC(鉄筋コンクリート造)骨組で梁が偏心して取り付く柱梁接合部のせん断耐力は、無偏心の接合部より低下することが指摘されている。本研究では、内部柱梁接合部を対象に接合部せん断入力量を実験変数とした縮小模型加力実験を行い、破壊形式に与える影響を検討した。その結果、接合部の破壊は梁が取り付く側で集中的に起こり、その反対側では接合部の破壊はほとんどなく、梁付根に破壊が生じた。本実験では試験体の耐力は梁曲げ破壊により制限されたが、梁曲げ降伏耐力および梁曲げ終局耐力実験値は、接合部の振り挙動により計算値を下回った。

キーワード：鉄筋コンクリート、柱梁接合部、偏心、接合部せん断入力量、破壊形式

1. はじめに

兵庫県南部地震で、RC 造柱梁接合部に被害を受けた建物が多く見られたことから、1999 年に改定された日本建築学会の RC 規準書¹⁾には新たに柱梁接合部の項目が導入された。しかし、最近の報告²⁾では、兵庫県南部地震で実際に被災した建物に関して、RC 規準式の計算値では安全評価されるにも関わらず、実際には接合部破壊した建物が少なくないことが指摘されている。この傾向は梁心が柱心に対して偏心している接合部に多く、偏心により接合部耐力が低下していることが原因として考えられるが、偏心接合部の実験は無偏心のものに対し極端に少なく、不明な点が多い。そこで、本研究では偏心接合部における接合部せん断入力量が破壊形式に与える影響を明らかにすることを目的とする。

心して取り付いた偏心接合部を対象とした。実験変数は(1) 偏心距離 (2) 接合部せん断入力量 (3)接合部補強筋量とその配筋方法、の3つである。偏心距離 e は 60mm と 125mm とし、偏心率 ($e_r=e/b_c$)はそれぞれ 0.13 と 0.28 である。試験体は梁曲げ降伏先行後の接合部せん断破壊(B・J

表-1 試験体諸元

試験体	梁主筋		$a_t \times \sigma_y$ (kN)	柱主筋	接合部 補強筋比
LM-60	8-D13	SD345	$p_t=1.57\%$	12-D16 SD345	$p_w=0.25\%$
LM-125	6-D13		$=1.17\%$		
HM-60	10-D13	$p_t=2.01\%$	$p_g=1.70\%$		
HM-125	8-D13	$=1.61\%$			
HH-125	8-D13		400		$p_w=0.40\%$

表-2 鉄筋の力学的性状

鉄筋	降伏強度 (MPa)	降伏歪度 (μ)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	伸び率 (%)
6φ SR295	411	1910	471	215	20.7
D13 SD390	413	2310	600	179	17.0
D13 SD345	396	2210	581	179	22.8
D16 SD345	379	2190	570	174	21.6

表-3 コンクリートの力学的性状

試験体	材齢 (日)	圧縮強度 (MPa)	強度時歪度 (μ)	割裂強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
LM-60	34	26.4	2480	2.39	24.5
LM-125	27	26.0	2480	2.58	24.9
HM-60	33	24.3	2440	2.23	27.6
HM-125	47	28.9	2380	2.78	24.1
HH-125	65	31.4	2610	3.17	27.7

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1 に試験体概要、表-1 に試験体諸元、表-2,3 に材料の力学的性状を示す。試験体は中層建物の中間階内柱を想定した実寸の約 1/2 縮小模型とし、両側の梁心が柱心に対して同量に偏

*1 (株)久米設計 工修 (正会員)

*2 北海道大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)

*3 北海道大学大学院助手 工学研究科社会基盤工学専攻 工修 (正会員)

*4 北海道大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)

型)となるように接合部せん断入力量を梁の曲げ耐力によって調整し、接合部せん断破壊を梁降伏直後に起こす高入力と梁降伏変形増大後に起こす低入力为目标とした。なお接合部せん断耐力値は接合部有効幅を用いて偏心量の相違が考慮できる AIJ 指針式³⁾によって求め、これに対する入力量を設定した。接合部補強筋量は、無偏心の柱梁接合部ではせん断耐力に影響を与えないことが報告されているが⁴⁾、偏心接合部では内部の応力伝達機構が異なると予想され、補強筋の配置が最大耐力に影響を与えると考えた。以上より、(1)と(2)の組み合わせで4体製作すると共に、更に高入力で偏心量125mmを有し接合部補強筋量を高め、その配筋方法を変化させた1体(HH-125)の計5体で加力実験を行った。試験体名は入力量の大小(H:高入力,L:低入力)、補強筋量(M: $p_w=0.25\%$, H: $p_w=0.40\%$)、偏心量($e=60, 125\text{mm}$)の組み合わせによる。コンクリートは設計基準強度24MPaとし、梁主筋には高入力試験体ではD13(SD390)を、低入力試験体ではD13(SD345)を使用した。接合部せん断補強筋は 6ϕ (SR295)を用い、基準配筋は、2- 6ϕ 6段($p_w=0.25\%$)とした。接合部せん断補強筋量および配筋方法を変化させたHH-125では破壊が集中すると考えられる偏心側に多く補強筋を配筋し、偏心側に9段、柱心位置に7段、偏心の反対側に4段とし、柱全幅に対して $p_w=0.40\%$ となる。柱主筋にはD16(SD345)を使用した。

2.2 加力方法

地震時の応力状態を再現するために、骨組の下柱反曲点位置でピン支持、両梁の反曲点位置で水平ローラー支持し、コンクリート圧縮強度の1/6に相当する柱軸力を導入後、上柱の反曲点位置に正負繰り返し漸増水平方向強制変位を与えた。なお、各部材には偏心による振りモーメント

が発生し、加力面外方向に移動を拘束するため梁および柱の各反曲点位置に拘束ロッドを取り付けた。加力制御は層間変形角 $R=1/500, 1/200, 1/100, 1/70, 1/50, 1/35, 1/25, 1/20\text{rad}$ をそれぞれピークとする変位制御で、 $1/100, 1/70, 1/50\text{rad}$ では2回の繰り返し加力を行った。

3. 実験結果と考察

3.1 破壊性状

図-2に各試験体の最終破壊状況を示す。なお、最終破壊状況は、偏心量が同一の試験体では梁の亀裂および損傷に若干相違あるものの、接合部の破壊状況は酷似していたため、ここではLM-60とHM-125を示した。全ての試験体で $R=1/500\text{rad}$ (R :層間変形角)までに梁付根に曲げ亀裂が発生し、その後この亀裂は拡幅を続けるが偏心側の面より反対側の面の方が顕著であった。このため梁付根コンクリートの圧壊は反対側で大きく、高入力試験体のHM-60, HM-125, HH-125はその程度は大きかった。接合部せん断初亀裂は偏心側で発生し、偏心量125mmで高入力試験体HM-125, HH-125では $R=1/500\text{rad}$ に発生し、その他の試験体は $R=1/200\text{rad}$ で発生した。その後全ての試験体で偏心側接合部せん断亀裂の発生・伸展は顕著であり、偏心量60mmの試験体では亀裂拡幅も顕著であったのに対し、

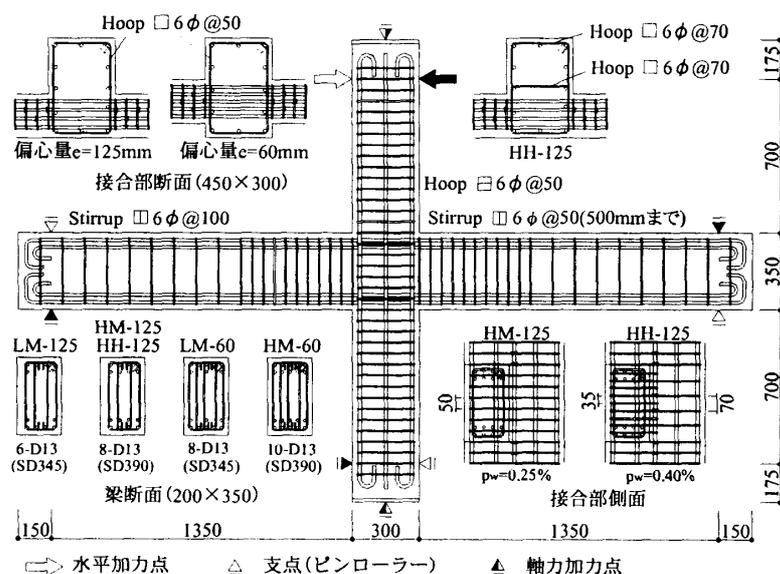


図-1 試験体概要 (単位 mm)

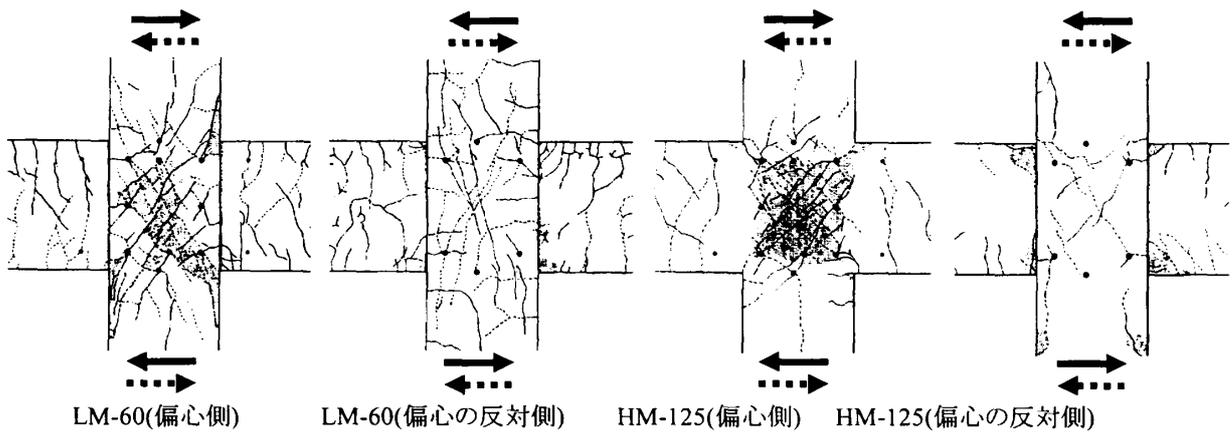


図-2 最終破壊状況

偏心量 125mm の試験体では大きな拡幅は見られなかった。偏心量 125mm の試験体の偏心側では、梁による拘束により亀裂拡幅が抑制された。そして接合部コンクリート圧壊が顕著であったが、接合部補強筋歪度が降伏に至るものが少なかったことから、接合部パネルには圧縮場が卓越していたと考えられる。 $R=1/35\text{rad}$ では全ての試験体で被りコンクリートが大きく剥落したが、反対側では大きな損傷は見られなかった。

3.2 変形

(1) 層せん断力-層間変形角関係

図-3 に柱せん断力-層間変形角関係を示す。偏心量 60mm の試験体の初期勾配は、偏心量の 125mm 試験体より急であり、偏心量が同一の試験体同士ではそれぞれの低入力試験体の梁降伏時変形まで同様の挙動を示した。梁降伏後から最大耐力に至るまでの間の曲線勾配は、低入力試験体の方が高入力試験体より緩やかであった。いずれの試験体も最大耐力後の耐力低下は少なかった。

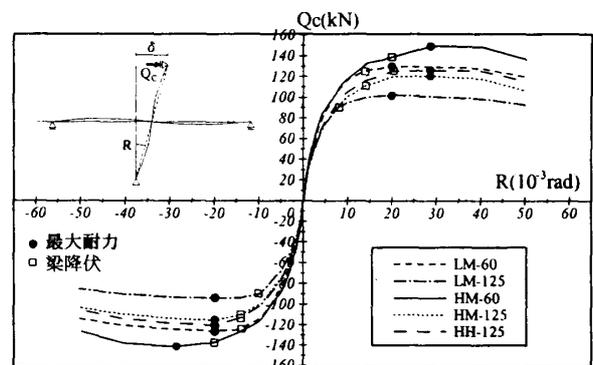


図-3 層せん断力-層間変形角関係

(2) 層せん断力-接合部捩れ変形角関係

図-4 に層せん断力-接合部捩れ変形角関係を示す。接合部鉛直軸廻り捩れ変形角は接合部上下端における偏心側と反対側の相対水平変位から求めた。偏心量 125mm の試験体では、偏心量 60mm に比べ接合部に発生する捩れモーメントが大きいため、全体的に捩れ変形角は大きい。同一偏心量を有する試験体の比較では、低入力の試験体より高入力の試験体の方が、捩れモー

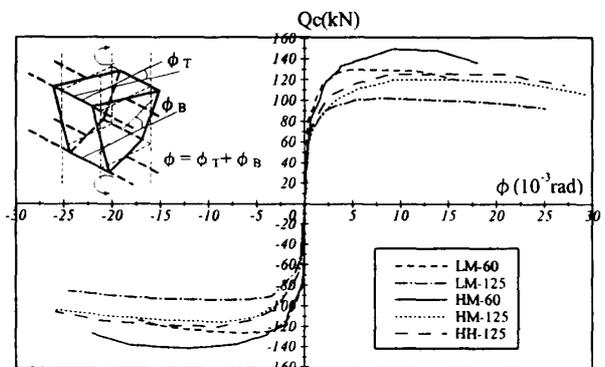


図-4 層せん断力-接合部捩れ変形角関係

メントが大きいため捩れ変形角は大きい。接合部補強筋量と配筋方法を変化させた HH-125 は、HM-125 より若干小さい捩れ変形に留まった。

(3) 層せん断力-接合部せん断変形角関係

図-5 に層せん断力-接合部せん断変形角関係を示す。接合部せん断変形角は偏心側表面・柱幅方向中心位置・偏心の反対側表面の 3ヶ所で計測したが、図には偏心側のみ示す。偏心側ではいずれの試験体もかなり大きなせん断変形角に

達し各偏心量で入力による差が現れた。しかし、柱幅中心位置ではせん断変形角は入力による違いはほとんど見られず、最終時には偏心量 60mm で $\gamma=30 \times 10^{-3}$ rad, 偏心量 125mm で $\gamma=20 \times 10^{-3}$ rad 程度であった。偏心の反対側では、せん断変形角は極端に小さく、偏心量 125mm の試験体では接合部に生じる捩れモーメントの影響により、偏心側や柱中心とは逆方向に挙動した。

3.3 耐力

表-4 に接合部せん断初亀裂耐力、梁降伏耐力、最大耐力の実験値と計算値の比較を示す。接合部せん断初亀裂耐力は偏心量 60mm の試験体では概ね計算値(cal1)と対応が良いが、偏心量 125mm では計算値は著しく大きくなる。これは、計算値は接合部全幅を有効幅と仮定しているが、偏心が大きいため初期の段階から有効幅が減少したこと、また接合部に発生する捩れモーメントによる影響が原因であると考えられる。全ての試験体は梁降伏が生じたが、梁降伏耐力計算値(cal2)と実験値の対応は、低入力試験体では良いのに対し、高入力試験体では若干計算値が大きくなる。梁曲げ終局耐力計算値(cal3)と最大耐力実験値の比較をすると、低入力試験体で対応

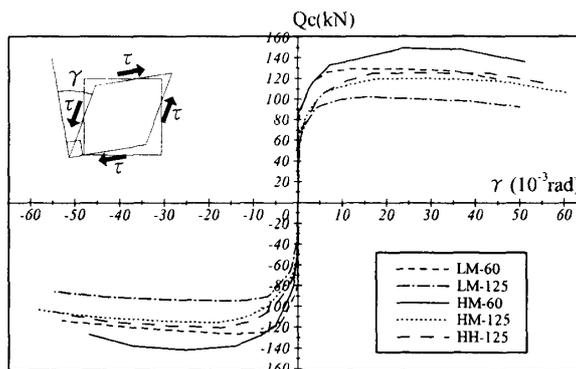


図-5 層せん断力-接合部せん断変形角関係

は良いが、高入力試験体では若干計算値が大きい。接合部せん断入力は梁の降伏で決定したため、実験値は接合部せん断耐力に達していないと考えられるが、実験で接合部破壊が観察されていることから提案されている接合部せん断耐力評価式(cal4)との対応を検証する。最大耐力はHM-60 を除く全ての試験体で計算値との対応は良く、特に HM-125 や HH-125 では梁曲げ終局耐力評価式より対応は良い。HM-60 はどちらの計算値にも対応せず、ほぼ中間値であった。参考までに捩れを考慮に入れた接合部せん断耐力(cal5)との比較も行ったが、接合部破壊が進行していたと考えられる高入力試験体でも計算値は小さい。

表-4 耐力一覧

	加力	接合部剪断初亀裂耐力			梁降伏耐力			最大耐力						
		exp Qc	cal1 Qc	exp/cal	exp Qc	cal2 Qc	exp/cal	exp Qc	cal3 Qc	exp/cal	cal4 Qc	exp/cal	cal5 Qc	exp/cal
LM-60	正	70.5	82.9	0.85	126.6	128.1	0.99	129.9	131.7	0.99	126.4	1.03	118.8	1.09
	負	61.7		0.75			124.8			0.97		126.3		0.96
LM-125	正	40.7	82.4	0.49	90.8	96.5	0.94	102.6	99.2	1.03	112.4	0.91	94.0	1.09
	負	41.4		0.50			90.2			0.94		94.0		0.95
HM-60	正	80.8	77.1	1.05	136.3	167.0	0.82	149.7	171.7	0.87	117.3	1.28	110.6	1.35
	負	78.1		1.01			137.4			0.82		141.4		0.82
HM-125	正	41.9	86.6	0.48	111.9	133.6	0.84	120.5	137.4	0.88	118.4	1.02	98.0	1.23
	負	48.2		0.56			110.7			0.83		115.5		0.84
HH-125	正	63.3	91.5	0.69	120.4	133.6	0.90	126.0	137.4	0.92	125.5	1.00	107.2	1.18
	負	56.7		0.62			113.6			0.85		120.3		0.88

$$\text{cal1: } \tau_j = \sqrt{F_i^2 + F_i \cdot \sigma_0}, \quad F_i = 0.44 \sqrt{\sigma_B} \quad \text{cal2: } M_{by} = a_i \cdot \sigma_y \cdot j_b \quad \text{cal3: } M_{bu} = 0.9 a_i \cdot \sigma_y \cdot d_b$$

$$\text{cal4}^{3)}: Q_j = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad \text{cal5}^{2)}: \beta_{ji} = \left\{ 1 + \left(\frac{e \cdot Q_j}{T_{ju}} \right)^2 \right\}^{-0.5}, \quad Q_{ji} = \beta_{ji} \cdot Q_j$$

σ_B : コンクリート圧縮強度 (MPa) σ_y : 梁主筋降伏強度 (MPa) σ_0 : 柱軸心力度 (MPa) a_i : 梁主筋断面積 (mm²)
 j_b : 梁応力中心間距離 (mm) d_b : 梁有効せい (mm) κ : 接合部の形状係数 $\kappa=1.0$ (十字形)
 ϕ : 直交梁の有無による補正係数 $\phi=0.85$ (直交梁なし) F_j : 接合部せん断強度の基準値 $F_j=0.8 \times \sigma_B^{0.7}$ (MPa)
 b_j : 接合部有効幅 (mm) D_j : 柱せい (mm) T_{ju} : 接合部純捩り耐力 (N・mm)

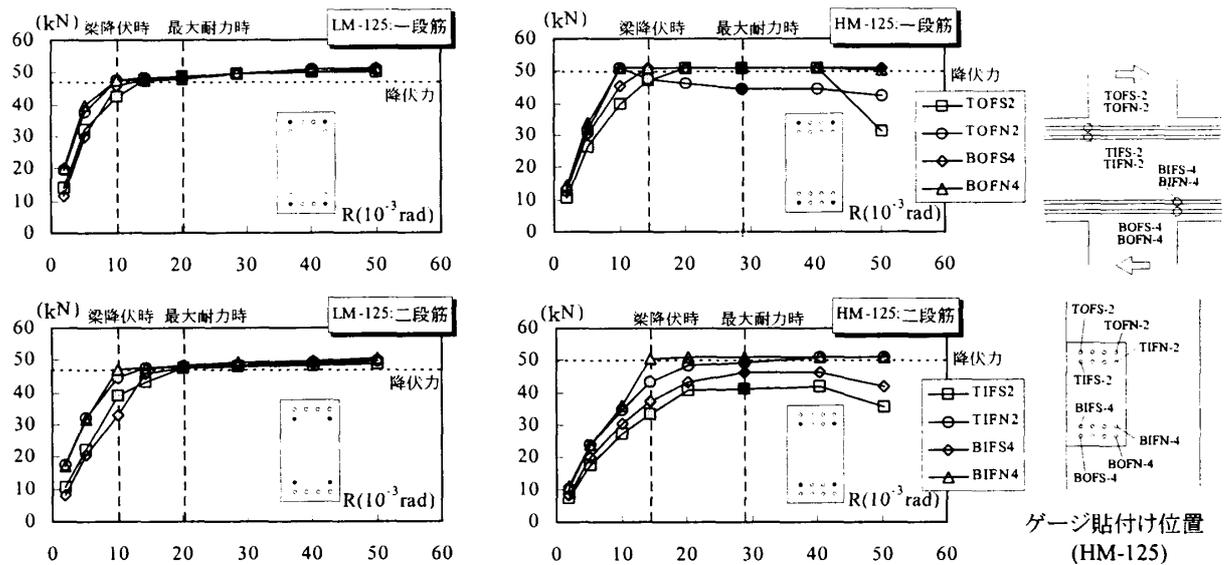


図-6 梁主筋応力の推移

3.4 鉄筋挙動

(1) 梁主筋

図-6にLM-125とHM-125に配筋された梁コーナー筋の梁危険断面位置における鉄筋応力の推移を示す。鉄筋応力はその点での鉄筋歪度測定値から、Ramberg-Osgood関数による応力-歪関係を使用して求めた。層せん断力-層間変形角曲線の剛性急変点から求めた梁降伏時には、一段筋では全ての主筋がほぼ降伏力まで達し、二段筋では偏心の反対側に配筋された上端筋または下端筋のコーナー筋1本が降伏力に達している傾向が見られた。その後、最大耐力時には偏心の反対側危険断面位置の梁コーナー筋が全て降伏するか、あるいは頭打ちになる傾向が見られた。すなわち、接合部に生じた振り変形により梁断面の左右で梁主筋応力に差が現れ偏心の反対側コーナーで大きくなったと考えられる。これは偏心の反対側における梁付根曲げ亀裂の拡幅および梁付根コンクリートの圧壊が、偏心側より顕著であったことに対応する。二段筋を多く配筋したHM-125、HH-125、HM-60で梁降伏耐力計算値が過大評価であったのは、全ての二段筋で降伏が起きる前に耐力に至ったことが原因であると考えられる。

(2) 接合部補強筋

梁の上下主筋の間に配筋された接合部横補

強筋の合力を、加力方向と直交方向で算定し、その推移を図-7に示す。対象となる接合部補強筋は6組計12本(ただし、HH-125では加力方向30本、直行方向18本)で、全鉄筋降伏力は139kN(HH-125では加力方向348kN、直交方向209kN)である。接合部に生じる捩れモーメントが小さい偏心量60mm試験体で直交方向が加力方向とほぼ同様の挙動を示し、最終的に全降伏応力に達した。捩れモーメントが大きい偏心量125mmでは、接合部に生じる捩れモーメントが大きいため、梁降伏を生じる前から直交方向は加力方向を上回り、直交方向では全降伏応力に達したが加力方向では達しなかった。接合部のせん断応力を負担すると考えられる加力方向合力は偏心量60mm試験体で全降伏応力付近に達するが、偏心量125mm試験体では全降伏応力に達しない。これは偏心側に位置する補強筋のみの合力は全ての試験体で大差はなかったことから、偏心の反対側(HH-125では柱幅中心の中子筋も含む)補強筋合力が偏心量125mmで小さかったため、全体の合力に違いが現れた。

3.5 破壊形式

本実験の試験体について破壊形式の検討を行う。梁降伏耐力は偏心の反対側に配筋された梁コーナー筋が大部分降伏した時点で起こり、この偏心の反対側の梁コーナー筋が全て降伏した

時、最大耐力となった。この時点で二段筋が未降伏となる場合が多いので、一段筋と同量の二段筋を配筋した試験体(HM-125, HH-125, HM-60)で耐力が梁曲げ終局耐力計算値より小さくなった。全ての試験体で接合部は偏心側にせん断破壊が集中し、梁では反対側の断面で曲げ破壊が進行していた。すなわち、本実験における破壊形式は全ての試験体で偏心側接合部の局部破壊を伴う梁曲げ破壊であったと考えられる。接合部せん断入力量の少ない試験体では接合部の振れも小さいために梁

全断面が有効に作用して梁曲げ終局耐力はほぼ計算値と同等となるが、入力量が多く二段筋の本数が多い試験体では接合部の振れ変形が大きくなり、梁断面の片側が先行して耐力に達するために梁曲げ終局耐力は計算値に達していない。

4. まとめ

偏心接合を有する内部柱梁接合部の水平加力実験を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 偏心接合部の破壊は、偏心側で接合部せん断破壊が、反対側の梁断面の曲げ破壊が進行する。本実験では全ての試験体で偏心側接合部破壊を伴う梁曲げ破壊で最大耐力が決定した。
- 2) 梁は接合部の振れ変形のために接触圧が断面の左右で異なり、引張応力・圧縮応力ともに偏心側で小さく、その反対側で大きくなる。このため偏心が大きいほど反対側断面の一部から曲げ耐力に達するので、梁降伏耐力および梁曲げ終

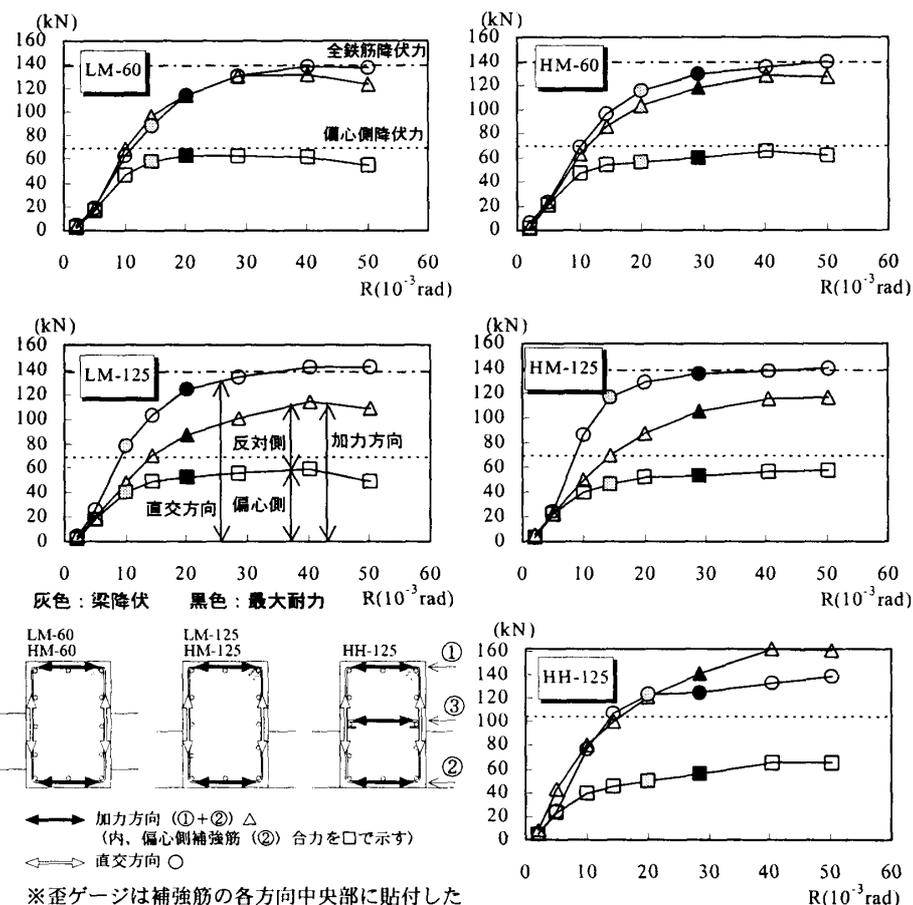


図-7 接合部補強筋合力の推移

局耐力は計算値を下回る。

- 3) 接合部補強筋の直交方向合力は、接合部の振れ応力を受けることによって加力方向合力と同等かそれ以上の応力を負担する。
- 4) 接合部の偏心側に補強筋を多く配筋すると、わずかに振れ変形が小さくなったが、耐力等への効果は少ない。

本研究は、科学研究費補助金・基盤研究 C(2)No.13650612 を受けた。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999
- 2) 日本建築学会：阪神淡路大震災と今後の RC 構造設計，1998.10
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1997
- 4) 後藤康明，城 攻，柴田拓二：RC 内部柱梁接合部の剪断抵抗機構に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16, No.2, pp.729-734, 1994