

[2032] RC 内部柱梁接合部とその周辺の補強効果について

正会員 ○後藤 康明 (北海道大学工学部)

正会員 城 攻 (北海道大学工学部)

正会員 柴田 拓二 (北海道大学工学部)

梁崩壊型の鉄筋コンクリート構造骨組における通し配筋を有する内部柱梁接合部では、梁の主筋が降伏した後に繰返し加力による接合部内の梁筋付着劣化の進行に伴ない、荷重-変形履歴ループにスリップ性状が現れ、エネルギー吸収能の小さな骨組挙動になりやすいことが知られている。このため、降伏後も骨組の良好な挙動を得るために梁筋の付着劣化を防ぐ方法が種々考えられている。前報 [1] での模型実験により、接合部内及び梁降伏域の横補強筋がこの付着耐力に影響を及ぼしている結果を得たので、本報ではこの両者の関係を明らかにして接合部内の梁筋付着劣化防止に上記の横補強筋を有効に利用するための基礎的な資料を得ることを目的として行った模型実験による検討結果の一部を報告する。

1. 実験概要

i) 試験体及び使用材料 試験体は図-1に示すように平面十字形を基本形状として、実大の大凡 1/2に縮小したもの4体で、夫々の試験体名を接合部の横補強筋量、梁降伏域の横補強筋量の違いによって JX0-B8-HL (接合部高補強、梁低補強) [以下 JX0-B8-を略す]、MH (接合部中補強、梁高補強)、LH (接合部低補強、梁高補強) 及び MHUB (MHで梁主筋の接合部内の付着を塩ビパイプでなくしたもの) とし、いずれも梁降伏型に設計した。柱の形状と配筋、梁の形状と主筋は全試験体共通である。接合部の補強筋は、H (高補強) は PC 鋼線角型スパイラル筋 $5\phi-\textcircled{43}\text{mm}$ を内側と外側に夫々ダブルに配し ($p_w=1.16\%$)、M (中補強) は普通鉄筋 $6\phi-\textcircled{45}\text{mm}$ ($p_w=0.41\%$)、L (低補強) は $6\phi-\textcircled{87}\text{mm}$ ($p_w=0.21\%$) を配したもので、夫々、ニュージーランド設計規準 (NZS 3101 1982)、ACI 規準 (ACI 318-81)、日本の慣習的配筋にのっとって設計している。梁の横補強筋として、L (最小補強) は $2-6\phi\textcircled{100}\text{mm}$ ($p_w=0.28\%$) を配し、H (高補強: 柱面から 500mm の区間) は $3-6\phi\textcircled{50}\text{mm}$ ($p_w=0.85\%$) を配した。コンクリートには早強ポルトランドセメントを用い、打継ぎ部を作らずに連続的な縦打込で打設を行った。表-1 に鉄筋およびコンクリートの実験時の力学的性状を示す。

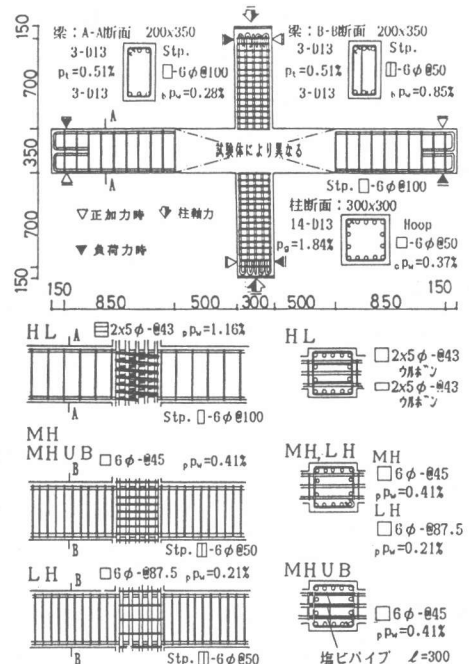


図-1 試験体概要

表-1 使用材料の力学的性質

コンクリート 試験体名	圧縮強度 (kg/cm^2)	引張強度 (kg/cm^2)	$E_{1/3}$ (ton/cm^2)
HL	280	31.0	265
MH	287	27.1	293
LH	274	27.6	262
MHUB	266	27.6	241

鉄筋種別	降伏強度 (kg/cm^2)	引張強度 (kg/cm^2)	伸び (%)
D13	3850	5970	22.9
6φ	3800	5220	23.0
5φ	10800	12900	8.3

ii) 加力方法 柱に36ton(軸方向応力度 $\sigma_0 \approx F_c/6$)の軸力を導入した後、梁両端(反曲点位置)のアクチュエーターにより両側の梁相対変形角が逆対称になるように梁の鉛直変位を制御し、変位漸増繰返し加力を行った。

2. 亀裂及び破壊性状

図-2に実験終了時最終破壊状況を示す。図中のB8は前報の試験体で接合部及び梁端部共に高補強されている以外はHLと同じである。又B1は既報[2]の試験体で接合部・梁端部共に低補強され、梁幅が150mm、柱筋が8-D13となっている以外はHLと同じである。

接合部の性状は、高補強のHLとB8では広範囲にわたって小さな斜め亀裂が分散して発生するが、低補強のLHでは

亀裂が一ヶ所に集中して発生し亀裂幅も大きくなった。MHはこの中間の性状を示す。これらの剪断亀裂は変形増大に伴って伸展・拡幅するが、破壊が梁曲げ破壊で決ったために最大耐力以降は接合部の亀裂幅は減少した。一方、UBの接合部には斜め亀裂が全く発生しなかった。B1は、最大耐力以降接合部が剪断破壊したが、LHとの対比では、梁幅が小さいことによって接合部有効体積が小さくなることと、柱中間筋が少なくその接合部補強筋としての効果が小さかったことによるものと考えられる。

梁の横補強筋量の影響については、補強量の少ないHLでは梁付根から大凡梁成相当の領域で発生する亀裂の本数がやや多く、その拡幅も著しい。また、梁付根部のコンクリートの損傷程度も他の試験体に比べかなり大きく、補強筋量の相違の影響が現れている。

3. 耐力

既往の各種耐力推算式(2)~(4)を用いて耐力計算値を求め実験値と比較して表-2に示す。表中のQは、梁端荷重を柱の剪断力に換算した値で示している。

i) パネル剪断初亀裂耐力(τ_c) 剪断初亀裂発生時の耐力実験値を(1)式に代入し、パネル厚 t_p を柱幅($=30\text{cm}$)として得られるパネル平均剪断応力度実験値 $\exp \tau_c$ と、(2)式中の β に1.4を代入して得られる計算値 $\text{cal} \tau_c$ とは良く一致している。UBでは最大耐力

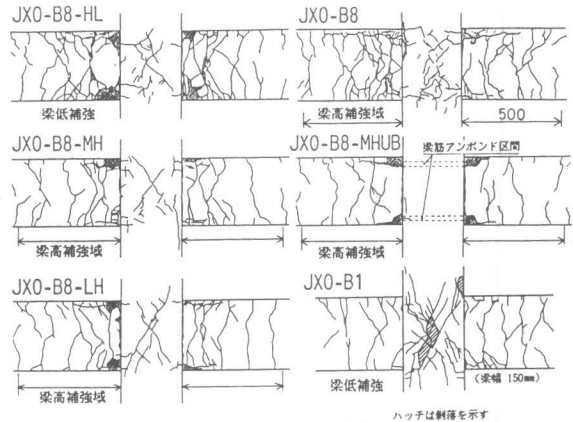


図-2 亀裂図

$$\tau_p = \frac{1}{t_p \cdot j_s \cdot j_o} (M_{s1} + M_{s2} - \frac{Q_{s1} + Q_{s2}}{2} j_s) \quad \dots(1)$$

$$\tau_c = F_c \sqrt{1 + \sigma_0 / F_c} / F_c, \quad F_c = \beta \sqrt{F_c} \quad \dots(2)$$

$$M_{s1}, M_{s2}: j_s \text{位置での梁曲げモーメント}$$

$$Q_{s1}, Q_{s2}: \text{柱剪断力}$$

$$j_s: \text{梁応力中心距離}(j_s = 7/8 d_s) \quad t_p: \text{パネル有効長さ}$$

$$j_o: \text{柱応力中心距離}(j_o = 7/8 d_o) \quad \sigma_0: \text{柱軸応力度}$$

$$\tau_{c1} = \frac{M_{s1}}{7 \cdot j_s \cdot a_c \cdot \sigma_u \cdot d} \quad \dots(3) \quad \tau_{c2} = \frac{M_{s2}}{7 \cdot j_s \cdot a_c \cdot \sigma_u \cdot d} \quad \dots(4)$$

$$M_{s1} = 0.9 a_c \cdot \sigma_u \cdot d \quad M_{s2} = 0.9 a_c \cdot \sigma_u \cdot d$$

表-2 耐力一覧

試験体名 JX0-B8-	加力 方向	パネル剪断初亀裂時()内は Q_{max} に対応する					梁 降 伏 時					最 大 耐 力 時				
		サイ % R _B	Q	$\exp \tau_c$	$\text{cal} \tau_c$		サイ % R _B	$\exp Q_{by}$	$\text{cal} Q_{by}$	$\exp \tau_c$	サイ % R _B	$\exp Q_{bu}$	$\text{cal} Q_{bu}$	$\exp \tau_c$		
HL	正	+3	6.18	5.88	39.4	38.5	1.02	+3	4.80	5.28	5.21	1.01	+8	25.5	6.61	1.23
	負	-4	-8.02	5.86	39.3		1.02	-3	-4.67	5.40		1.04	-8	-25.5	6.77	1.26
	正	+4	7.23	5.73	38.4		0.99	+3	5.46	5.39		1.03	+8	25.7	6.42	1.20
ML	負	-3	-6.07	5.93	39.8	38.9	1.02	-3	-4.74	5.36	5.21	1.04	-8	-25.4	6.72	1.25
	正	+3	5.42	5.30	35.6		0.93	+3	4.92	5.07		0.97	+9	32.7	6.67	1.24
	負	-5	-5.95	5.45	36.6		0.96	-3	-4.72	5.01		0.96	-8	-25.4	6.42	1.20
LH	正	(+6)	(15.4)	(5.81)	(39.0)	38.3	(1.03)	+4	8.14	5.63	5.37	1.08	+6	15.4	5.81	1.08
	負	(-9)	(-32.4)	(5.77)	(38.7)		(1.02)	-4	-6.01	4.21		0.81	-9	-32.4	5.77	1.07
MHUB	正	(+6)	(15.4)	(5.81)	(39.0)	37.9	(1.03)	+4	8.14	5.63	5.37	1.08	+6	15.4	5.81	1.08
	負	(-9)	(-32.4)	(5.77)	(38.7)		(1.02)	-4	-6.01	4.21		0.81	-9	-32.4	5.77	1.07

R: 10^{-3}rad Q: ton τ : kg/cm²

時パネル剪断応力度 $\exp \tau_c$ が上記の計算値を越える値を示したにも係らず剪断亀裂が生じなかったのは、梁主筋の接合部内の付着が働かないために応力伝達機構が他と異なり、接合部コンクリートパネルの斜張力が小さくなったためと思われる。

ii) 梁主筋降伏耐力 歪ゲージを貼付した梁主筋の危険断面、即ち柱面位置で歪度が降伏歪度 (2200μ) を越えた時の荷重を降伏耐力実験値 $\exp Q$ とする。全試験体について梁主筋降伏時の柱剪断力算定式 (3) で梁引張筋断面積を 3-D13 ($a_t = 3.81 \text{ cm}^2$) として求めた計算値 $\text{cal } Q$ と比較すると UB の負加力時を除きその比 ($\exp/\text{cal}$) は $0.96 \sim 1.08$ となり良い対応を示した。

iii) 最大耐力 全試験体とも破壊モードは梁曲げ破壊であることから、(4) 式の梁曲げ終局耐力実用式により求めた計算値 $\text{cal } Q$ と比較すると、UB を除く 3 試験体の実験値は何れも計算値を $20 \sim 30\%$ 上回っているが、これは梁主筋が歪硬化を起しているためと考えられる。これに対し UB の実験値は他の 3 体よりも小さく計算値とも良く一致しているが、これは接合部内で梁筋の歪度が一樣になるため他の試験体で危険断面の梁主筋の歪度が集中的に増大するものと異なり、大変形時にも歪度の値は相対的に小さいことと、圧縮側の梁主筋が圧縮筋の役割を果たさないため応力中心距離が他の試験体よりも小さかったことによるものと考えられる。

4. 荷重-変形関係

i) 荷重-変形曲線 図-3 に各試験体の柱剪断力 (Q_c) - 梁部材角 (R_θ) 曲線を示す。HL、MH、LH の 3 体のループ形状の推移を比較すると、最大耐力まではいずれの試験体も良好な紡錘形を示すが最大耐力以降は梁主筋の接合部からの抜出しに伴って逆 S 時形状へ移行している。接合部補強筋量の少ない LH ではその傾向が早く現れ、梁主筋の抜出しに関しては梁降伏域の横補強筋量よりも接合部内の横補強筋量の効果が大きいことが知られる。 $Q_c - R_\theta$ 曲線の包絡線として求まるスケルトンカーブを図-3 に併せて示す。UB を除く 3 体はほぼ同様の推移を示し、 $R_\theta \approx 5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で梁筋の降伏により $Q_c - R_\theta$ 曲線上に降伏棚が現れ、その後 $R_\theta \approx 15 \times 10^{-3} \text{ rad}$ から耐力の再上昇が見られ、いずれの試験体でも最大耐力時には梁主筋が歪効果域に達していることが十分に推測される。最大耐力後はいずれも耐力低下を生じ、 $R_\theta \approx 50 \times 10^{-3} \text{ rad}$ では UB と同程度の耐力となる。UB は初期の剛性が他に比べて低く降伏後の耐力上昇もみられないが、大変形に至っても耐力を一定に維持している。

ii) 塑性率 降伏時変形に対する最大耐力時変形量の比を塑性率と定義して表-3 に示す。UB の正サイクル時が他に比べて極端に低い値を示したが、これは降伏後の各サイクルのピーク時耐力が概ね一定で推移しているため、低サイクル時の値が僅かに他のサイクルピーク時の値を上回

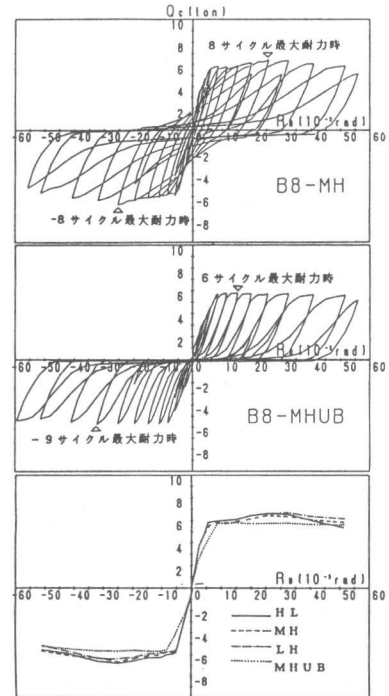


図-3 荷重変形曲線

表-3 塑性率 $\mu = R_u / R_y$

試験体	HL	MH	LH	MHUB
降伏時変形 $R_y (10^{-3} \text{ rad})$	4.80	5.46	4.92	8.14
	4.67	4.74	4.72	6.01
最大耐力時変形 $R_u (10^{-3} \text{ rad})$	25.5	25.7	32.7	15.4
	25.5	25.4	25.4	32.4
塑性率 μ_u	5.3	4.7	6.6	1.9
	5.5	5.4	5.4	5.4
降伏耐力維持変形 $R_v (10^{-3} \text{ rad})$	53.2	>53.2	>53.8	48.3
	>59.2	>54.5	52.8	>59.2

ったことによりこの結果が得られた。従って、降伏耐力を維持し得る最大の変形量で比較すれば、4体ともに差がなく接合部内の梁主筋の付着の有無はダクティリティに影響が少ないことを示している。

iii) ループ特性 $Q_C - R_B$ 曲線の中で梁主筋が降伏する前の第2サイクル及び最大耐力時サイクルのループをそれぞれの正加力時のピーク時荷重と変形で無次元化したものを図-4に示す。第2サイクルのループはUBで若干のスリップ性状が見られるが、いずれも弾性挙動に近い細長い形状をしている。最大耐力時のループを比較すると接合部横補強筋量の多いHLが太い紡錘形を示すが、LHでは逆S化の傾向が現れる。UBでは完全な逆S形になり、正加力時のループに比べ負加力時のループは常に小さい。また、図-4には前述の試験体B1, B8の無次元化ループを合せて示す。B1試験体は接合部・梁端部とも低補強タイプであり、B8はともに高補強タイプである。B8とHL、B1とLHの比較から梁降伏域横補強筋量の違いによるループ形状に与える影響は少ないことが分かる。B1は最終的に接合部の剪断破壊を生じた試験体であるが、最大耐力時ループを見るかぎりこの時期に剪断破壊への移行はまだ始まっていないものと推測される。

iv) 等価粘性減衰定数 図-5に各試験体の等価粘性減衰定数の推移を示す。梁主筋が降伏する以前にはいずれの試験体もほぼ同程度の値を示す。UBは降伏以降も大変形に至るまで概ね一定の値を示すのに対して、梁筋の接合部内の付着力を有し、降伏後接合部パネルに亀裂を生ずるHL, MH, LHは最大耐力時にUBを大きく上回り夫々最大値を示す。この3体とUBとの減衰定数の差異は、UBのエネルギー吸収の殆どが梁主筋の塑性変形によって生じているのに対して、他の3体は此に加えてパネル内の横補強筋が協力しているためと考えられる。また、UB以外の3体を比較すると梁端部横補強筋の少ないHLが最も大きな値を示し、MHは僅かであるがLHより大きい値を示すことから、エネルギー吸収量に対しては梁横補強筋量よりも接合部横補強筋量の影響が大きいことがわかる。

5. 各部変形

i) 接合部剪断変形角 図-6に各試験体の接合部剪断応力度 τ -剪断変形角 γ のスケルトンカーブを示す。なおLHは計測器が不備のため除いた。図の剪断応力度は、(1)式でパネル厚 t_p を柱・梁幅の平均25cmとして計算した値である。HL, MHでは接合部の剪断亀裂発生後に急激な剛性低下を示すが、これ以前の剪断剛性は応力伝達機構の異なるUBを含めてほぼ同じであ

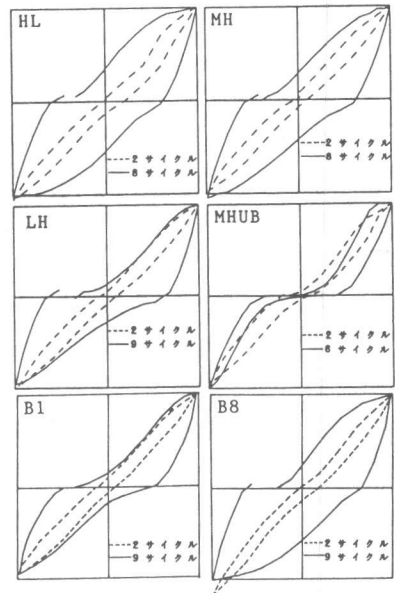


図-4 ループ形状

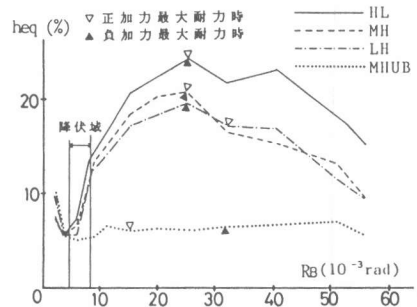


図-5 等価粘性減衰定数

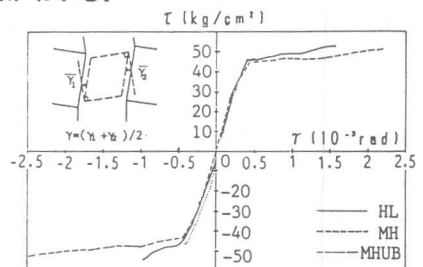


図-6 剪断応力度-剪断変形角関係

る。亀裂発生後は同じ応力レベルで比べるとHLに対しMHの変形が大きくなるが、これは接合部剪断補強筋量の差によるものと思われる。UBでは接合部に剪断亀裂が発生せず、最大耐力時の変形角が3体中最小であった。梁主筋から接合部への付着力伝達がない場合には接合部の剪断破壊が生じにくいことを示している。

ii) 梁付根回転角 図-7に各試験体の梁付根部の接合部パネルに対する回転角(両側の梁の平均値) θ と梁部材角 R_B の各サイクルピーク値の推移を示す。 θ は梁付根部の曲げ変形角に相当するが、その殆どは梁付根部の亀裂の拡幅、即ち梁主筋の拔出しに起因する回転角と考えられる。HL、MH、LHの3体は殆ど同じ推移を示し、最大耐力までは部材角の50%に相当する値であるが、最大耐力以後はその比率の増大が顕著となり、最終的には部材角に等しい値に近づく。UBは初期の頃から θ の値が大きく、部材角に近い値で推移する。

iii) 梁変形成分比 梁の加力点での鉛直方向変位を接合部の剪断変形による変位(P)、柱曲げ変形に相当する接合部の回転による変位(R)、梁付根部鉛直方向の剪断ずれ変形(L)、梁各部の曲げ変形(B1~B5)と剪断変形(S1~S2)による変位の各成分に分離し、全変位に対する正加力時の比率の推移を各試験体ごとに図-8に示す。なお、前述したようにLHでは接合部剪断変形の計測値が得られていないため、接合部の剪断変形による値と柱曲げ変形による値を分離していない。また、図中NEと示してある部分は計測を行っていない領域の変形及び計測の誤差によるものである。

HL、MH、LHの3体では最初梁曲げ変形のうち梁付根部の成分B5が大きい、変形増大に伴う曲げ亀裂域の伸展に伴って加力点側の成分も増大する。しかし、最大耐力以後は再び梁付根部の曲げ亀裂の拡幅に伴ない、B5が梁の変形の大部分を占める。特に、最終サイクルまで計測ができたMHでは全変形の約90%を占めた。UBは低サイクル時から梁付根部の曲げ変形が支配的であり、他の3体に見られた柱面から加力点側への曲げ変形成分の増大領域の拡張は生じていない。

iv) 梁主筋拔出し量 図-9に各試験体の梁上端及び下端コーナー筋の接合部からの抜け出し量の推移を示す。抜け出し量は、柱面から40mm梁側に偏った位置の鉄筋に溶接した3.2φ鋼棒を標点として柱成中心から

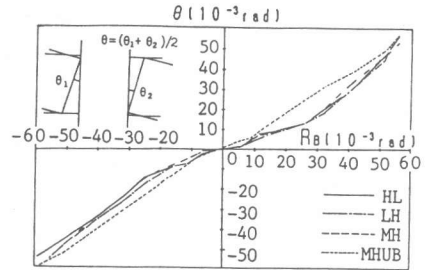


図-7 梁付根部回転角-梁部材角関係

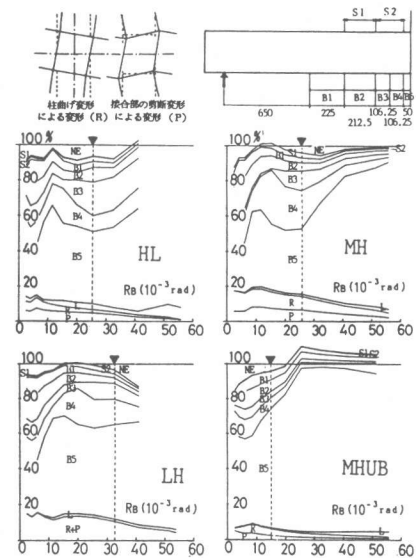


図-8 変形成分比の推移

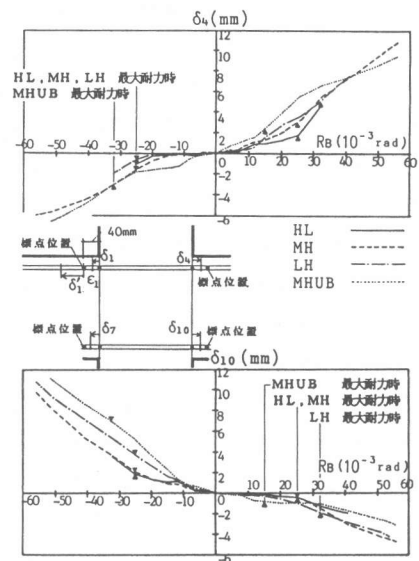


図-9 梁筋の拔出し量

の変位を計測し、これより柱面からの鉄筋の伸びを引いた値である。UBは抜け出し量が初期の頃から大きく、他の3体ではややバラツキがあるがLH、MH、HLの順に大きな値を示し、接合部横補強筋による梁主筋の抜け出し防止の効果が見られる。どの試験体も梁主筋の降伏時から最大耐力時に至る間に抜け出し量の増大が激しくなる傾向を示している。

6. 鉄筋歪度

i) 梁主筋歪度分布 図-10に各試験体の梁上端筋の降伏時(3又は4サイクル目)、最大耐力時(8又は9、UBの正加力時は6サイクル目)、大変形時(11サイクル目)の歪度分布を示す。梁主筋の降伏域の梁中央部側への伸展は、梁の横補強筋量の少ないHLが最も広く大変形時には梁成(350mm)を越えるが、他の試験体ではそれよりも狭く梁の横補強筋量が多い程降伏域の進展が抑えられる。また、接合部が高横補強されているHLにおける接合部内の梁主筋の降伏域は柱面より柱成の1/3以下となり、接合部横補強筋量が多い程梁主筋の接合部内への降伏域の進展が抑えられる。

ii) 柱主筋歪度分布 図-11に柱接合部内外の柱主筋歪度の同一水平レベルでの分布を例示する。なお、柱導入軸力のみによる歪度は大凡 -230μ である。接合部の応力伝達が対角コンクリートのストラットメカニズムを主とするUBでは柱主筋の歪度分布は柱曲げ応力に従った直線的な分布を示している。これに対しMHは、柱成の中間部の2、3、4位置では直線的な分布を示さず、中間筋に引張応力が働いている。図示していないが、HLに比べMH、LHではその傾向が顕著に現れ、接合部の横補強筋が少ないほど柱中間筋は接合部鉛直方向補強筋として引張応力を伝達している。

7. 結 語

RC骨組の復元力特性に大きな影響を与える梁主筋の付着性状に対する接合部横補強筋及び梁降伏域の横補強筋量の影響について実験的に検討を行った。その結果、梁端部降伏域の横補強筋は接合部内の梁筋付着性状への影響は極めて少ないが、接合部内の横補強筋量が多ければ梁主筋の接合部からの抜け出しによる荷重-変形曲線の逆S字化がある程度抑えられ、エネルギー吸収能を高める効果を持ちうることが分かった。また、接合部内の付着を無くした試験体および過年度試験体との比較から、柱中間筋が接合部パネルの剪断補強筋としても有効に作用することが明らかとなった。(本研究は昭和61年度文部省科学研究費の補助を受けたものである)

[参考文献] [1] 城 攻、柴田 拓二他：梁の塑性ヒンジ発生域制御によるRC骨組の復元力特性改善、第8回JCI年次大会論文集、p.p.629-632、1986 [2] 小沢照彦他：十字形RC柱梁接合部のディテールと破壊性状との関係、建築学会北海道支部研究報告集、p.p.185-196、1983

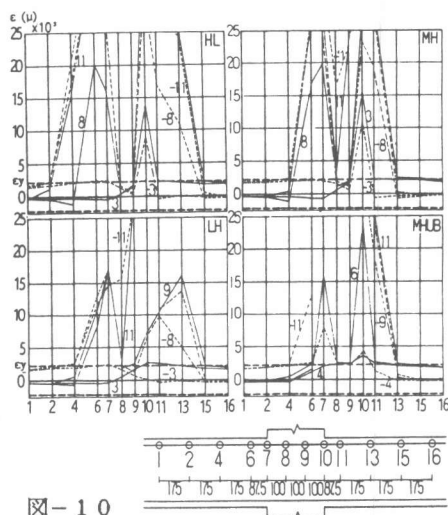


図-10 梁主筋の歪度分布

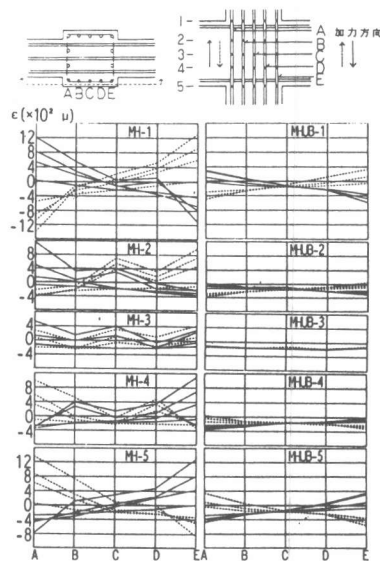


図-11 柱主筋の歪度分布