

論文 梁主筋に定着板を用いた外柱・梁接合部の破壊性状に関する実験的研究

井口 良平*1・石橋 一彦*2

要旨:鉄筋コンクリート構造の外柱・梁接合部を対象とした梁主筋の機械式定着について,1/2縮小モデル4体の正負交番漸増繰返し加力実験を行い,既往の研究で提案されている評価式の適合性を確認した。梁主筋に高張力鋼を用いることにより接合部に大きなせん断応力を与えた状態で接合部のせん断破壊と定着板の定着性能との関係を明らかにした。

キーワード:外柱・梁接合部,機械式定着,接合部せん断破壊,定着破壊

1. 目的

外柱・梁接合部における破壊形式として,せん断破壊と定着破壊がある。せん断破壊に関して文献 1)では,90°折り曲げ定着された試験体による実験資料によって,接合部せん断強度式が提案されている。また,定着破壊に関して,柱側面のコンクリートが割裂して定着耐力が失われる側方分離割裂破壊(略称:側方破壊)が挙げられている。文献 2)においても,この側方破壊に対し,機械式定着の終局耐力式が提案されている。この提案式は接合部を模した試験体からの定着筋の一方引き抜き実験の結果より導かれた式であり,接合部コンクリートのせん断応力が小さい場合に限られている。本研究では,外柱・梁接合部の梁主筋に定着板を用いた接合部せん断破壊が激しく起こることが予想されるモデルによる正負交番繰返し加力実験を行い,接合部せん断強度式,機械式定着の終局耐力式,それぞれの提案式の適合性を確認する。

2. 実験概要

柱 350×350,梁 288×400 の断面の外柱のト形接合部縮小モデル試験体を作製し地震時応力を模擬した正負交番の繰返し加力実験を行う。図 - 1 に試験体の配筋,表 - 1 に実験変数を示す。主筋には二条式のねじ鉄筋を用い,定着板は鉄筋にねじ込み,グラウト剤で固定して用いた。

表 - 1 実験変数

試験体	E	F	G	H
梁主筋 (上下共)	SD850 4-D19	SD850 3-D19	SD490 4-D19	SD490 3-D19
コンクリート強度 (N/mm ²)	60	36	60	36
接合部鉛直面 閉鎖型斜補強筋	D13(SD685) 4組	D13(SD685) 4組		

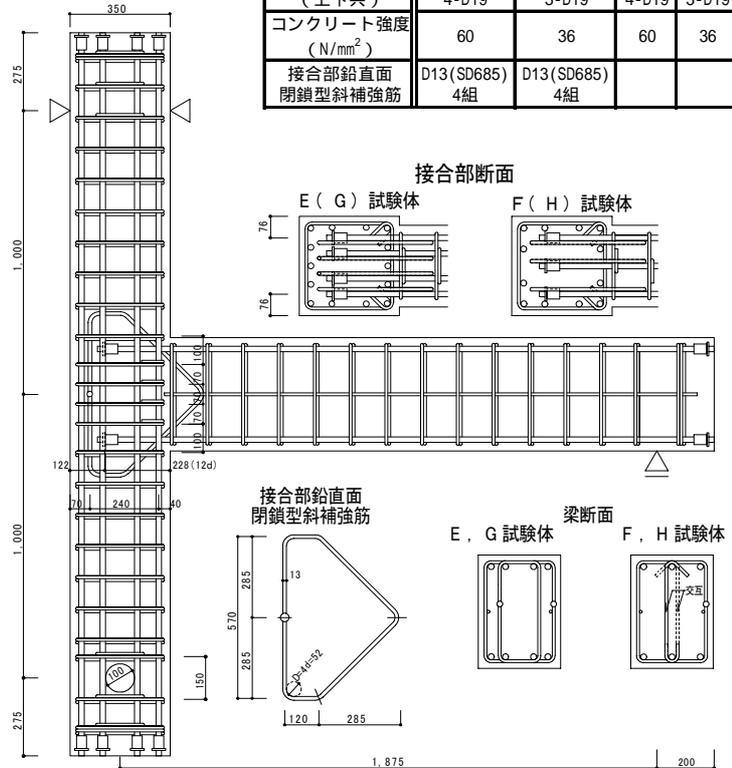


図 - 1 試験体の配筋

*1 千葉工業大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 千葉工業大学教授 工学部建築学科 博(工) (正会員)

上記の縮小部材モデル試験体を4体作成し、E,F試験体では、定着板で定着させた梁主筋による柱梁接合部分の側面に生じる側方破壊を起こさせることを目標とする。このために梁主筋の強度をSD850級相当に高める。(SD490材を焼入れして作製する。)

表 - 2 材料試験結果

鉄筋引張試験結果					
試験体	降伏点 (N/mm ²)	降伏歪 (%)	ヤング係数 10 ⁴ (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	
					D10
D13	SD685	794	3730	2.13	1051
D19	SD390	439	3020	1.95	665
	SD490	559	3352	1.95	763
	SD850級	1018	5214	1.95	1018

コンクリート材料試験結果				
試験体	実験材令	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 10 ⁴ (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
F	30日	47.09	3.30	4.00
G	41日	58.40	3.67	3.46
H	35日	34.30	3.03	2.48

表 - 3 計算耐力
(単位: kN)

試験体	E	F	G	H
梁の曲げ 終局強度	209	156	115	86
接合部 せん断強度 (靱性保証型)	160	127	147	101
側方割裂破壊時 終局定着耐力	178	123	174	111

E,F試験体の2体は側方破壊を起こさせるため、それ以前に接合部のせん断破壊が大きく進行しないように文献3)で効果が確認された鉛直面閉鎖型斜補強筋(略称:斜補強筋)を配している。G,H試験体は定着板が実際に用いられる場合の接合部のせん断ひび割れ状況下における定着板の定着性状を確認する。

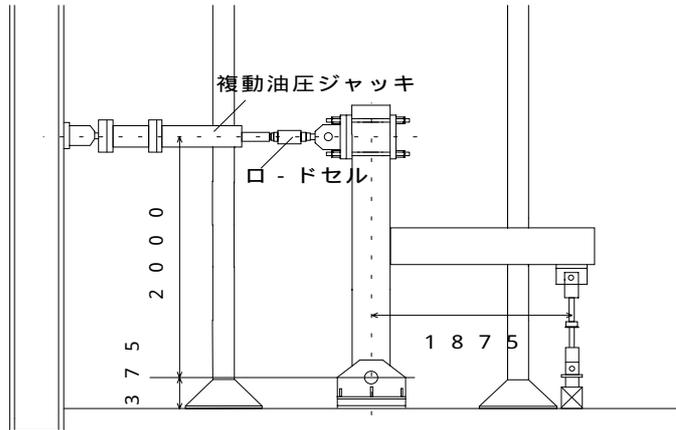


図 - 2 加力方法

文献2)にて提案されている定着筋の定着強度に関する実験式を用いて本実験では定着耐力の比較を行う。提案されている設計の条件として、梁主筋の定着長さ(はり側柱面より支圧面までの距離)は $3/4D$ (D は柱せい)以上となっているが、実験式のデータには梁主筋の定着長が $3/4D$ のものと $12d_b$ (d_b は梁主筋の鉄筋径)のものが用いられている。そこで、本実験の試験体での梁主筋の定着長さは $3/4D$ (262mm)より厳しい条件となる $12d_b$ (228mm)を梁主筋の定着長さとした。側面かぶり厚は $4d_b$ (鉄筋芯まで76mm)とした。接合部内での定着鉄筋を上下に挟む外周補強筋の量は従来の設計規定に合わせて0.4%とする。

3. 材料試験結果と計算強度

表-2に材料試験結果、表-3に計算耐力を示す。この計算耐力は材料試験値を代入し、加力時の柱のせん断力に換算したものである。

E試験体は接合部せん断破壊先行、F試験体は側方破壊先行、G,H試験体は梁曲げ降伏先行の試験体になっている。

4. 加力・変位測定方法

4.1 加力方法

図-2に加力方法を示す、試験体の柱頭に水平ジャッキを取り付け、梁端部をローラー支持、柱脚をピン支持として正負交番漸増繰り返し加力を行った。

表-4加力ルールに示すように、柱梁相対部材角Rによって加力を制御した。

表 - 4 加力ルール

サイクル数	部材角R(rad)
1~2	±0.005
3~5	±0.01
6~8	±0.02
9~10	±0.04
11	+0.08 または 耐力低下確認まで

4.2 変形測定方法

図-3に変形測定方法を示す。梁の中心線より上下400mm離れた点に静定で取り付けたゲージホルダー1から柱と梁の支点位置の変位を測定して相対部材角Rを求めた。また、パネル左右の辺の中央を支点として静定で取り付けたゲージホルダー2からゲージホルダー1との相対的な傾きを測定して接合部せん断変形角とした。

図-4に示すように、ゲージホルダー2に取り付

けた変位計を定着筋端部に溶接したねじ棒にあて、定着板の移動と接合部パネルの背面膨張を測った。A点、B点で測定したそれぞれの値には、接合部の水平膨張による値が含まれているので、膨張ひずみが等分布であると仮定して、接合部の水平膨張分（C点で測定した値）を差し引いて、さらに接合部のせん断変形によるコンクリートの移動も考慮した値を梁上端筋、下端筋の定着板の移動量Sとした。以下に梁上端筋 S_1 、梁下端筋 S_2 の計算式を示す。

$$S_1 = A - (203/325) \times C - 160 \times \gamma \quad (1)$$

$$S_2 = B - (203/325) \times C + 160 \times \gamma \quad (2)$$

A：O点を基準とし、梁上端筋定着板の移動
 B：O点を基準とし、梁下端筋定着板の移動
 C：O点を基準とし、接合部の膨張
 ：接合部せん断変形角

5. 実験結果

5.1 最終破壊状態

写真 - 1 に各試験体東面の最終破壊状態を示す。

E試験体には接合部パネル面の大きなせん断ひび割れと定着板側面のコンクリートの膨張を確認した。E試験体では、実験終了後、全体写真の裏の西面で梁下端筋に沿うフープの破断が確認された。F試験体には接合部パネル面に大きなせん断ひび割れが確認できるが、破壊の程度はE試験体より小さい。G試験体には接合部パネル面に大きなせん断ひび割れと接合部パネルの膨張によるかぶりコンクリートの剥離が起こった。H試験体はG試験体と比べると、せん断ひび割れの幅は小さい。

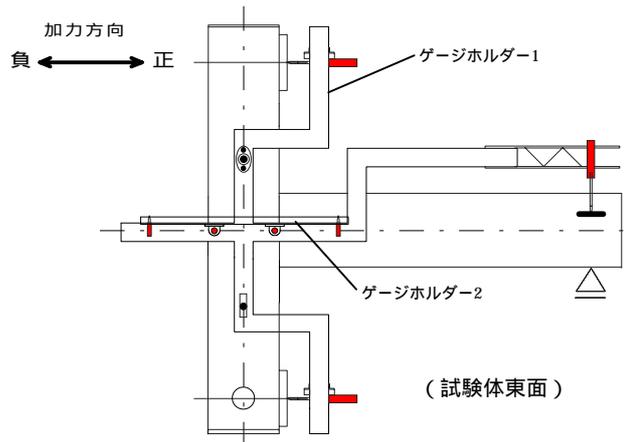


図 - 3 変形測定方法

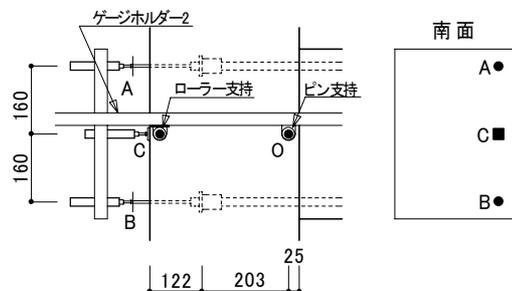


図 - 4 抜け出し測定方

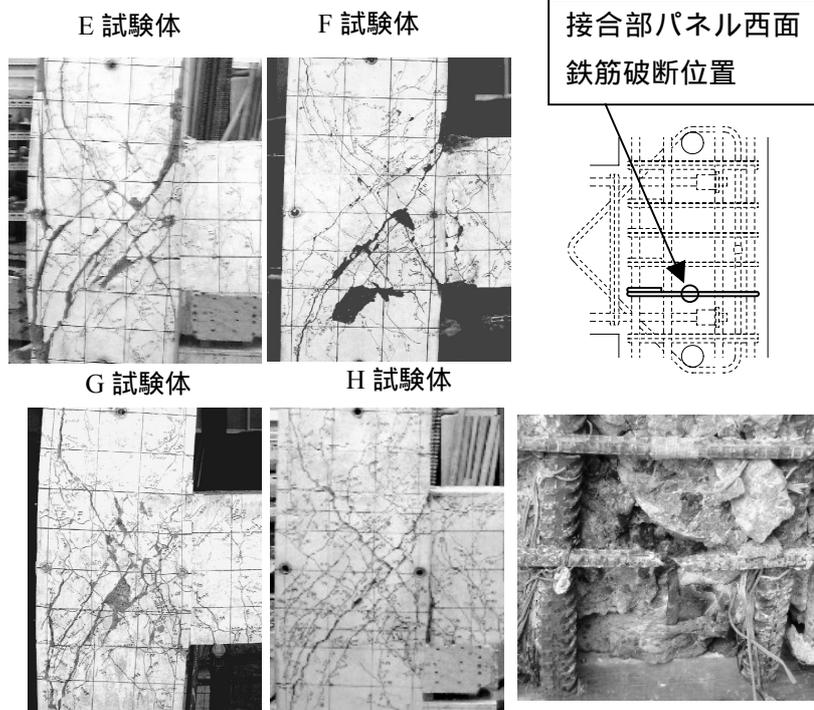


写真 - 1 最終破壊状態

5.2 荷重 Q-部材角 R 関係

図 - 5 に各試験体の Q(kN) - R (rad) 関係を示し、表 - 5 に実験で得られた最大荷重と部材角および計算荷重との比を示す。E,F 試験体共に、想定される破壊荷重を上回る荷重まで Q - R 関係は弾性的に挙動した。最大荷重を向かえた後の変形では大きく耐力低下している。G,H 試験体は、想定される梁曲げ降伏荷重の計算値を越えるあたりまで、弾性的挙動を示している。梁曲げ降伏荷重を越えたあたりからは荷重を維持したまま変形が進行し、低荷重でのスリップ性状が大きくなった。その後の繰り返し加力では比較的大きな荷重を維持した。

実験の負の最大荷重は正荷重に対して低い値となっている。これは正最大荷重時にかぶりコンクリートの剥落などの断面欠損が生じたことを示している。

試験体 E,F では最大荷重が接合部のせん断強度に対して 1.2 倍以上なので、接合部のせん断破壊が梁の曲げ破壊より卓越し、試験体 E では 0.03rad 以上の大変形では側方割裂破壊が生じたと思われる。

試験体 F では側方破壊の荷重計算値に対する最大荷重の比が接合部せん断破壊に対する比より若干大きく、従来の実験式による側方破壊時鉄筋応力より大きな応力が最大荷重時に作用し、その後 0.04rad 以上の大変形時に梁主筋の定着破壊が生じたと推測できる。

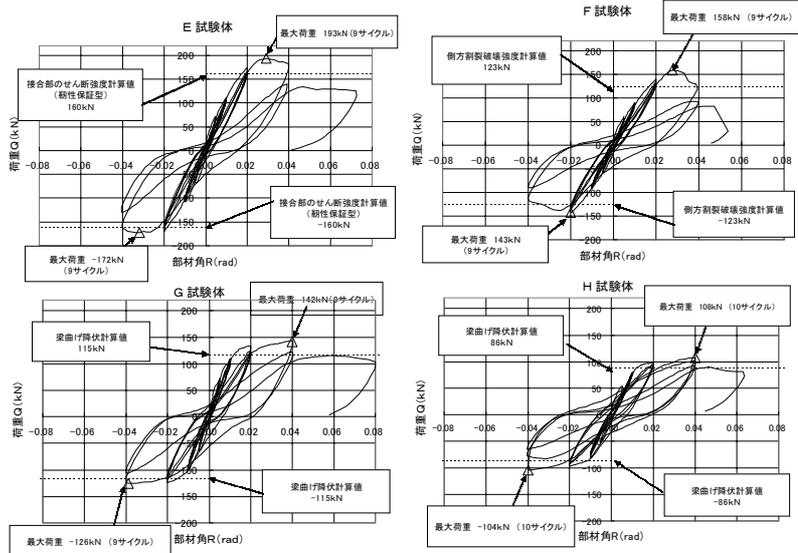


図 - 5 Q-R 関係

表 - 5 最大荷重と部材角および計算強度との比

		E	F	G	H
最大荷重 (kN) 及び その時の変形 R (rad)	最大荷重 (kN)	193	158	142	108
	R (rad)	R=0.029	R=0.028	R=0.040	R=0.040
実験/計算 の比 正荷重 (負荷重)	曲げ	0.92 (0.82)	1.01 (0.92)	1.23 (1.10)	1.26 (1.21)
	せん断	1.21 (1.08)	1.24 (1.13)	0.97 (0.86)	1.07 (1.03)
	側方割裂	1.08 (0.97)	1.28 (1.16)	0.82 (0.72)	0.97 (0.94)
	接合部せん断強度計算値 (脆性保証型)	160kN	123kN	115kN	86kN

5.3 変形成分比

図 - 6 に柱と梁の相対部材角 R を 100%とした時の各成分の変形の割合を示す。0.02rad 以下での接合部の変形成分は試験体と荷重の方向に関係なく、十分小さかったが、0.04rad においては比較的大きくなり、最終サイクルでの変形は E 試験体で 35%、G 試験体で 41%という大きな変形が生じている。F 試験体では 0.04rad 以降、梁主筋の拔出しによる定着破壊が生じたために梁の変形成分が増大したと考えられる。H 試験体では 0.04rad 以降接合部の変形成分が 20%になるが、比較的小さい。

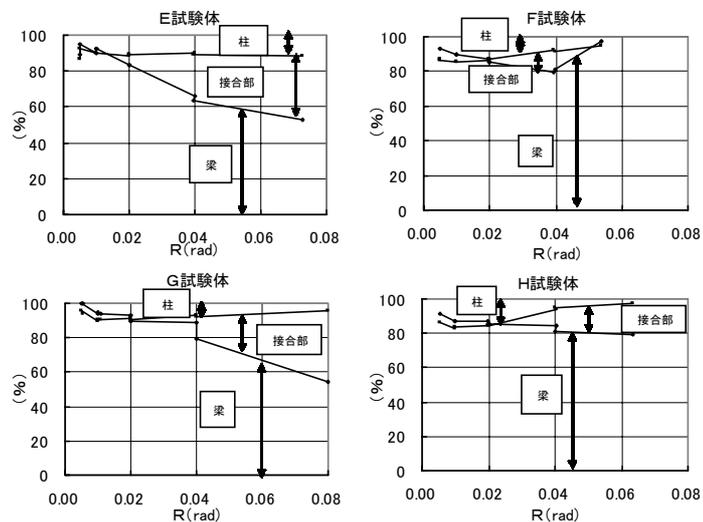


図 - 6 変形成分比

5.4 梁主筋の抜け出し

図 - 7 に R と各サイクル負荷重時梁上端筋 S_1 , 正荷重時梁下端筋の定着板の移動量 S_2 の関係を示す。

0.02rad までは各試験体の定着筋の 2mm 以上の大きな抜け出しは見られないが, 0.02rad から 0.04rad の変形によって E, F 試験体で 4mm 以上の抜け出しが生じている。G, H 試験体では 0.04rad の負荷重で上端筋の 2mm 以上の大きな抜け出しが見られる。

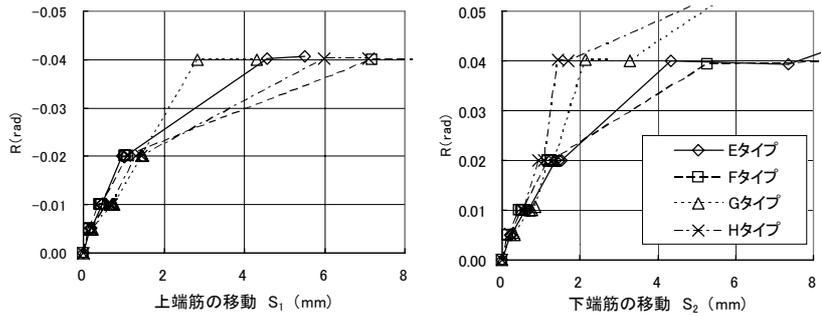


図 - 6 抜け出し量 S

5.5 梁主筋の歪度

図 - 9 に梁主筋の歪度測定位置を, 図 - 8 に R と各サイクル最大変形時の梁下端筋の歪度 B 関係を示す。

E 試験体は 0.04rad へ至る変形で降伏寸前まで歪度が増加しているが完全な降伏へは至っていない。梁付け根の歪度に比べ定着板近傍の歪度は 50% 程度に留まっているのは付着効果であると考えられる。F 試験体においては 0.04rad へ至る変形時に定着板近傍の歪度が降伏レベルまで増加したので, この変形において接合部内の定着筋には付着が無くなってしまったと考えられる。G, H 試験体では 0.02rad へ至る変形で梁付け根での降伏が確認できる。その後の変形で, G 試験体では定着板近傍の歪測定点では降伏を確認できないが, H 試験体では 0.04rad へ至る変形において定着板近傍の歪測定点でも定着筋の降伏が確認できた。

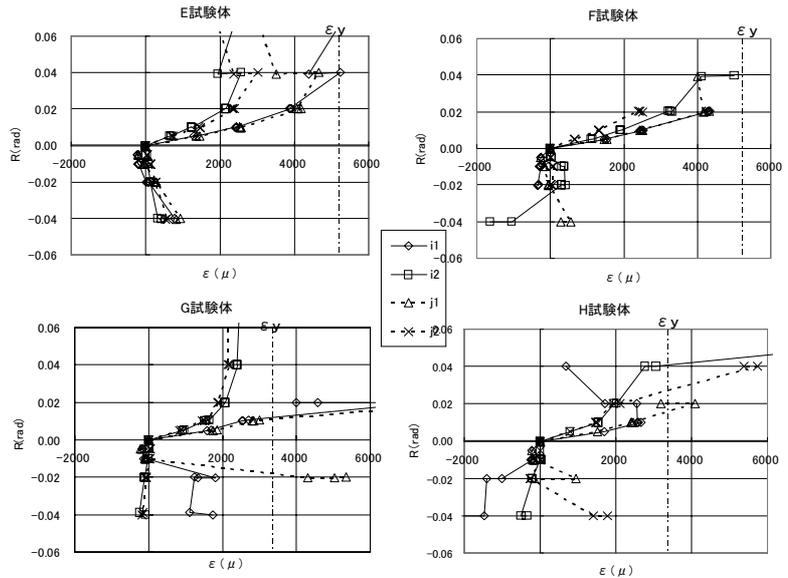


図 - 8 R - B 関係

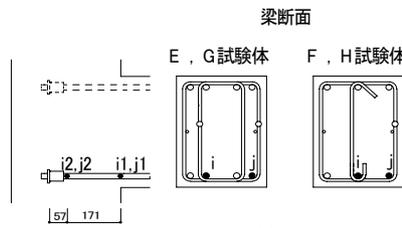


図 - 9 梁主筋歪測定位置

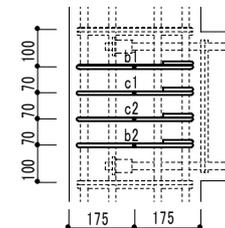


図 - 10 接合部歪測定位置

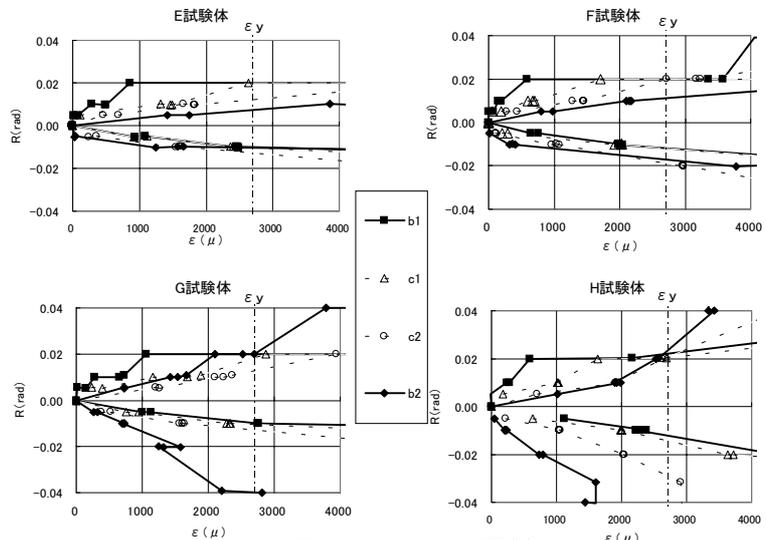


図 - 11 R - B_j 関係

5.6 接合部フープの歪度と破壊

図 - 10 に接合部フープの歪度測定位置を、図 - 11 に R と各サイクル最大変形時の歪度 ϵ_j の関係を示す。E, F 試験体での接合部フープの歪度が $R=0.01\text{rad}$ 以降大きくなっており激しいせん断破壊が生じたことが確認できる。E 試験体でフープの破断が確認されたことから、接合部パネル内の破壊は定着破壊も生じていたと考えられる。G 試験体では、接合部パネル中央のフープの歪度が $R=0.01\text{rad}$ 以降大きくなっていることから、梁曲げ降伏後の接合部内の破壊はせん断破壊が卓越していたと考えられる。H 試験体では $R=0.01\text{rad}$ 以下ではフープは弾性であった。

5.7 鉛直面閉鎖型斜補強筋の歪度

図 - 12 に斜補強筋の歪度を、図 - 13 に R と各サイクル最大変形時の歪度 ϵ_h との関係についてそれぞれ示す。激しいせん断破壊も生じた E 試験体では、最大荷重を記録した 0.02rad から 0.04rad へ至る変形で斜補強筋の降伏を確認した。F 試験体では最終サイクルまで斜補強筋の降伏は確認できなかった。

斜補強筋がせん断変形を拘束する機能を果たしたので、F 試験体では激しいせん断破壊が生じずに定着筋の抜出しによる定着破壊が生じたと考えられる。

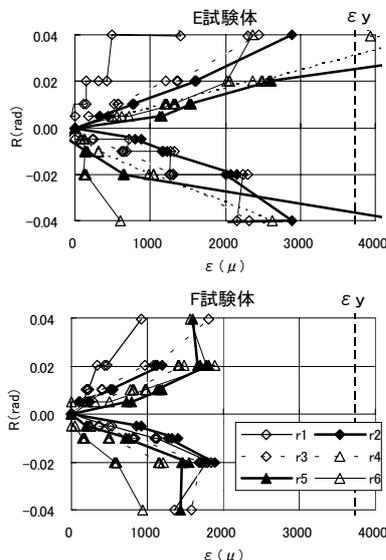


図 - 13 R- ϵ_h 関係

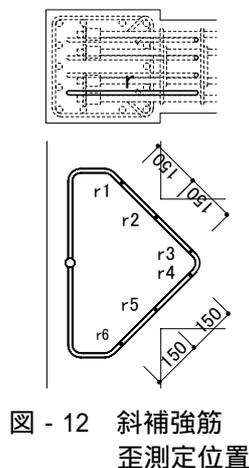


図 - 12 斜補強筋歪測定位置

6. 考察

E 試験体では、接合部せん断破壊が進行して、最大荷重を経験した 0.03rad のときに、定着板近傍の膨張に見られる側方割裂破壊が生じ、その最大荷重は、文献 2) の提案式による定着破壊時耐力に近かった。F 試験体では変形が進むにつれ梁主筋の付着が悪化し、最大荷重を経験した 0.03rad 以降に定着板の抜け出しに伴う定着破壊が生じたため、大きな耐力低下が生じたと考えられる。これらのことは最終破壊状況をもて E 試験体は F 試験体より接合部パネルの破壊程度が大きかったことと一致する。E・F 両試験体の最大荷重は、文献 2) の提案式による定着破壊時耐力であったと考えられる。G 試験体は梁曲げ降伏が先行し、 0.04rad 以降の繰り返し加力で接合部せん断破壊が進行し、H 試験体は梁曲げ破壊が生じた。このことから、接合部に梁主筋を機械式定着した場合でも、文献 1) の提案式で接合部せん断強度は確保されたと考えられる。

7. 結論

外柱・梁接合部に梁主筋を機械式定着した場合、定着板の定着耐力は十分に発揮されるが、接合部せん断ひび割れが大きく進行した場合、定着破壊を伴う破壊が起こりうる。

梁の曲げ降伏を前提とした外柱・梁接合部の設計を行えば定着破壊は防止できる。

謝辞

本研究は(株)伊藤製鐵所の機械式定着工法開発の一環として行われたものである。ここに関係各位に深く感謝します。

参考文献

- 1) 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
- 2) 村上雅英ほか：引抜き実験によるはり主筋の機械式定着耐力の評価, コンクリート工学論文集, Vol. 8, No. 2, pp. 1-10, 1997
- 3) 石橋一彦, 鈴木武文：柱梁接合部コーナー補強筋の効果に関する実験的研究(その 2 ト字形試験体) 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp. 851-52, 2000