

論文

[2082] 高強度材料を用いたRC内柱梁接合部における梁主筋の定着性能

正会員 ○李 祥浩 (東京大学大学院)

藤田 崇 (新日本製鉄)

正会員 北山 和宏 (千葉大学建築学科)

正会員 小谷 俊介 (東京大学建築学科)

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート造建築物の高層化に伴い、高強度コンクリートと太径の高強度鉄筋が使用されている。高強度材料を用いた鉄筋コンクリート骨組の柱梁接合部では、接合部寸法に比べて終局時の応力レベルが高くなり、その結果、接合部のせん断破壊や接合部内での梁主筋の付着破壊などの危険性が高くなる。特に、梁主筋が通し配筋された内柱梁接合部では付着劣化が起りやすく、接合部内の付着性状を把握することが重要となる。本研究では、梁主筋の付着性状を調べるために梁主筋降伏強度が 8,000 kgf/cm²、コンクリート設計基準強度が 800 kgf/cm²程度の高強度材料を用いた平面柱梁接合部試験体の静的正負繰り返し実験を行い、既往の普通強度を用いた平面柱梁接合部試験体の実験結果と比較検討した。

2. 実験概要

試験体概要：試験体は実物の約 1/2スケールの十字形平面柱梁接合部 2 体(試験体名:15,16)で、骨組に水平力を加えた時の部材の反曲点位置で切り出したものである。梁断面 200x300 mm、柱断面 300x300 mm、柱芯から梁支持点まで 1350 mm、梁芯から上柱加力点及び下柱支持点までが 735 mmである。試験体諸元を表 1 に、配筋を図 1 に示す。試験体 2 体ともに形状、寸法、コンクリートの圧縮強度、鉄筋の降伏強度を同一にし、梁主筋径を変えた。すなわち、試験体

15の梁主筋を D13、試験体 16では D19を用いた。梁主筋の付着性状を主な検討対象とするため、接合部入力せん断応力を 0.15 F_c(以下、接合部有効断面積は文献[1]による)程度に抑えた。ここで、F_cはコンクリートの設計基準強度である。接合部横補強筋には長さ方向で応力

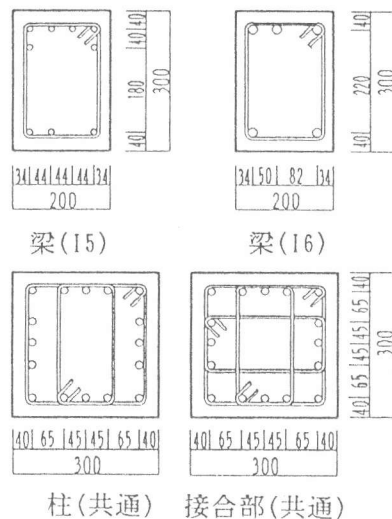


図1 試験体の配筋(単位:mm)

表1 試験体諸元

試験体名	15	16
(a) 梁		
上端筋	6-D13	3-D19
p _t (%)	1.54	1.66
下端筋	3-D13	2-D19
p _t (%)	0.73	1.10
スタレーフ		2-D6
@ (mm)		40
p _w (%)		0.8
(b) 柱		
主筋		16-D16
p _g (%)		3.54
7-7		4-D6
@ (mm)		50
p _w (%)		0.85
(c) 接合部		
7-7		4-5.5φ (3set)
p _w (%)		0.42
(d) 梁主筋		
付着指標(μ)	11.2	17.0

注) $\mu = (\sigma_y \cdot d_b) / (D \cdot \sqrt{\sigma_n})$
 σ_y : 梁主筋降伏強度(kgf/cm²)
 d_b : 梁主筋径(cm) D: 柱せい(cm)
 σ_n : コンクリート圧縮強度(kgf/cm²)

度がほぼ一樣になるように丸鋼を用い、拘束効果を期待してせん断補強筋を 0.42%配筋した。また、梁の曲げ降伏が柱の曲げ降伏に先行するように曲げ耐力比(柱の曲げ耐力/梁の曲げ耐力)を 1.8以上に設計した。

材料特性：鉄筋及びコンクリートの力学特性を表 2 に、コンクリートの調合を表 3 に示す。細骨材には鹿島産陸砂、粗骨材には最大寸法 15 mmの硬質砂岩系青梅碎石を用いた。試験体は縦打ちとし、2 体同時に打設した。また、打ち継ぎ面がない一体打ちとした。

実験方法：試験体の柱頭部に取り付けた 3 基のアクチュエータにより、一定の軸力(軸方向応力度：20 kgf/cm²)を保持しながら水平方向正負繰返し載荷した。1 基は、加力と

直交方向で、試験体を支持するために使用した。加力方法は変位制御で、加力履歴は、層間変形角 1/200を 1 サイクル、1/100を 2 サイクル、

1/75を 1 サイクル、1/50を 2 サイクル、1/33及び1/25 を 1 サイクル 繰返した後、1/15まで加力した。試験体の荷重はロードセルで、変形は電気式変位計で、鉄筋歪は歪ゲージで測定した。なお、層せん断力は P-Δ 効果を補正した。

3. 実験結果

実験の経過：実験終了時のひび割れ状態を図 2 に示す。試験体 I5、I6 ともに層間変形角 $R=1/200$ rad (以下 $R=1/200$ とする)の繰返し荷重による梁、柱部材での曲げひび割れ、 $R=1/100$ 時に接合部パネルでのせん断ひび割れが発生し、 $R=1/50$ までひび割れが拡大進展した。試験体 I5 は $R=1/50$ ピーク以前に、試験体 I6 は $R=1/50$ から始まり $R=1/33$ ピーク以前に、梁危険断面位置での梁主筋がすべて降伏し、 $R=1/33$ 程度で梁付け根部分でのコンクリートが圧壊剥落した。最終まで、接合部パネルのコンクリート剥落はなかった。

復元力特性：層せん断力-層間変位関係を図 3 に示す。ここに示す破線は、平面保持を仮定し

表 2 材料特性
(a) コンクリート

圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	割線剛性 (kgf/cm ²)
870	44	416,000

注) 割線剛性は 1/4強度時

(b) 鉄筋

呼び名	降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)
5.5φ	2,550*	3,850
D 6	4,030	5,270
D13	7,840	8,350
D16	5,440	6,980
D19	7,870	8,510

注) *: 0.2% offset 強度

表 3 コンクリート調合

設計 基準強度 (kgf/cm ²)	W/C (%)	S/A (%)	単位量 (kgf/m ³)						
			水	セメント	シリカ フューム	細 骨材	粗 骨材	高性能減 水剤 (%)	AE剤 (%)
800	28.5	42.0	160	512	66.6	686	989	2.5	0.5

注) W/C:水セメント比 S/A:細骨材率

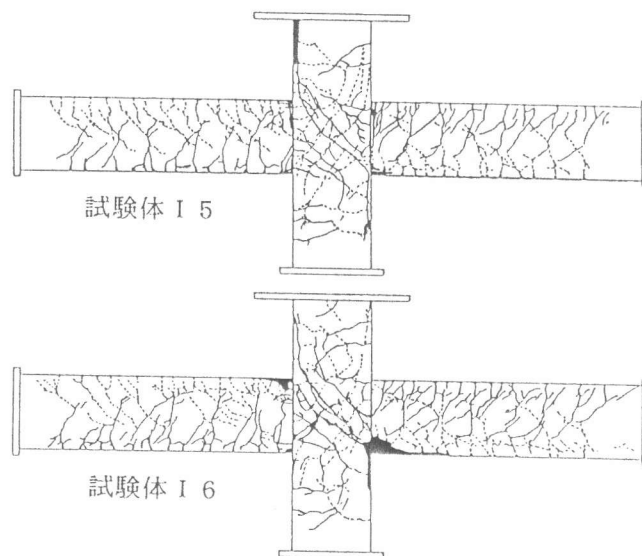


図 2 実験終了後のひび割れ状態

た曲げ解析により求めた梁終局時の耐力である。両試験体ともに $R=1/50$ まではほぼ弾性的に挙動し、 $R=1/33$ で最大耐力に達し、その後緩やかな耐力低下を示した。 $R=1/50$ 時の 2 回目の繰返し荷重による耐力低下は 4% 程度で少なく、両試験体間の梁主筋径の違いによる履歴性状の差はあまり見られなかった。接合部入力せん断応力度—接合部せん断変形角関係を図 4 に示す。縦軸は接合部入力せん断応力度 τ をコンクリート圧縮強度 σ_c で基準化し、 τ は接合部入力せん断力を接合部有効断面積[1]で除した値である。両試験体ともに ⑦ サイクル ($R=1/33$) で最大応力度に達し、その時の値は 試験体 I5 が $0.142\sigma_c$ 、I6 が $0.159\sigma_c$ であった。また、 $R=1/15$ でのせん断変形角は 試験体 I5 が 1% 程度に留まっているが、I6 は 1.8% 程度で試験体 I6 の方が大きく、梁主筋の付着が厳しい試験体の方が最大耐力以降でせん断変形が大きくなっている。

梁主筋の歪度分布：各サイクルピーク時の梁上端筋 1 段目の歪度分布を図 5 に示す。実線は加力方向の正、破線は負、一点鎖線は降伏歪度を表わす。また、縦軸のひずみ度は引張を正とする。平面保持を仮定した曲げ断面解析によれば、⑤ サイクル ($R=1/50$) まで圧縮側鉄筋は引張力を負担しない。試験体 I5 は $R=1/100$ から、I6 は $R=1/200$ から、

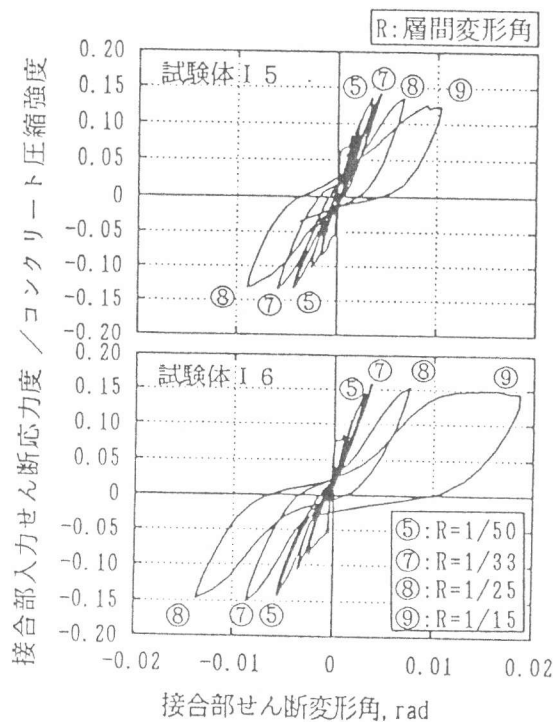


図 4 接合部入力せん断応力度—接合部せん断変形角関係

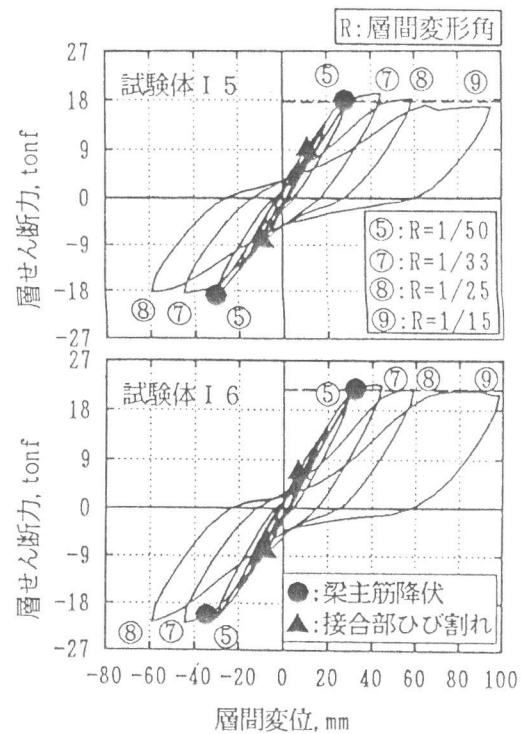


図 3 層せん断力—層間変位関係

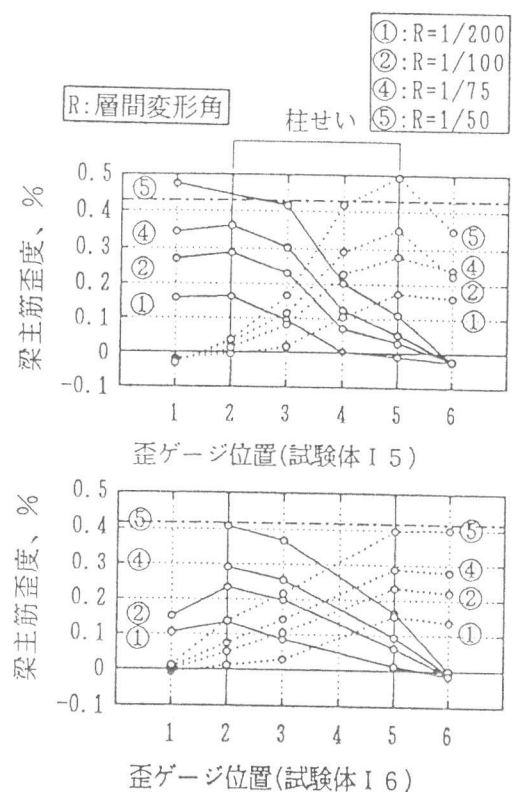


図 5 梁主筋の歪度分布

梁危険断面圧縮側の鉄筋ひずみが引張へ転化し、接合部内梁主筋の付着が劣化した。

変形特性と破壊モード：各サイクルの正載荷ピーク時の層間変位に占める柱、梁及び接合部の変形成分を図6に示す。梁主筋の接合部からの抜け出しによる付加変形は梁の変形成分に含まれている。最終まで接合部せん断変形による全体変形の割合は両試験体ともに20%以下に留っているが、梁変形が全体変形の60~80%であり、梁の変形が試験体の挙動を支配した。試験体15はサイクルの増加とともに梁変形の割合が増加し、梁曲げ破壊型と判断した。試験体16は、図4に示すように、 $R=1/33$ 以後に接合部パネルのせん断変形角が急に増大し、しかも梁変形の割合が減少したことから、梁主筋降伏後の接合部破壊と判断した。

4. 実験結果の検討

接合部内区間別の梁主筋付着応力度：接合部内区間別の梁主筋付着応力度を図7に示す。縦軸に示した平均付着応力度は、2点間の梁主筋の応力差(応力は、梁主筋の歪から Ramberg-Osgood関数を用いて定めた)による各区間のサイクル最大値である。

また、横軸は加力サイクル数を表わす。ただし、計測不備のため、試験体15は上端筋で、試験体16は下端筋である。接合部内外側区間(A、C区間)では曲げ降伏後にひずみゲージがこわれてしまったが、平均付着応力度は、梁主筋が引張り時には、試験体15、16ともに①サイクル($R=1/200$)以前で最大値(上端筋：試験体15=54、16=58 kgf/cm^2 、下端筋：試験体15=78、16=96 kgf/cm^2)に達した後、徐々に低下し、⑤サイクル($R=1/50$)程度で付着耐力が低下した。これは、柱面での梁主筋廻りのコンクリートがコーン状に破壊し、付着長さが短くなるためと推測される。しかし、圧縮時には、変形とともに増加して100 kgf/cm^2 以上になり、付着劣化は見られなかった。中央区間(B区間)では、試験体15は最終まで付着応力度が増加し、200 kgf/cm^2 以上で付着が良好に維持されたが、試験体16は $R=1/25$ の負方向で250 kgf/cm^2

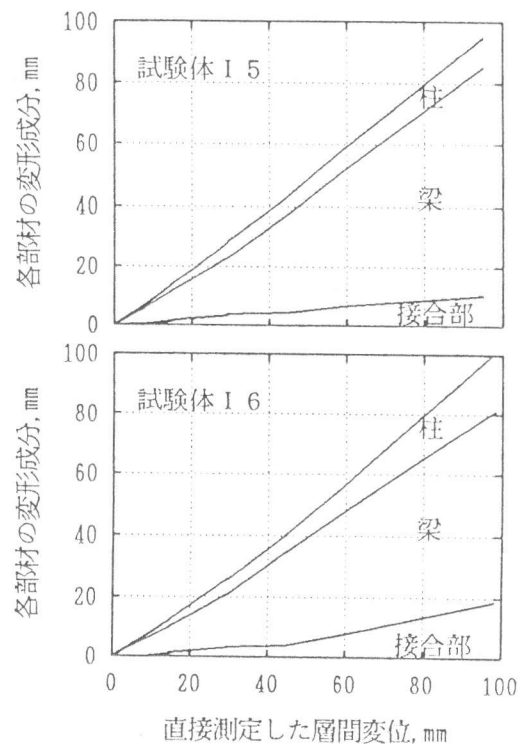


図6 各部材の変形成分

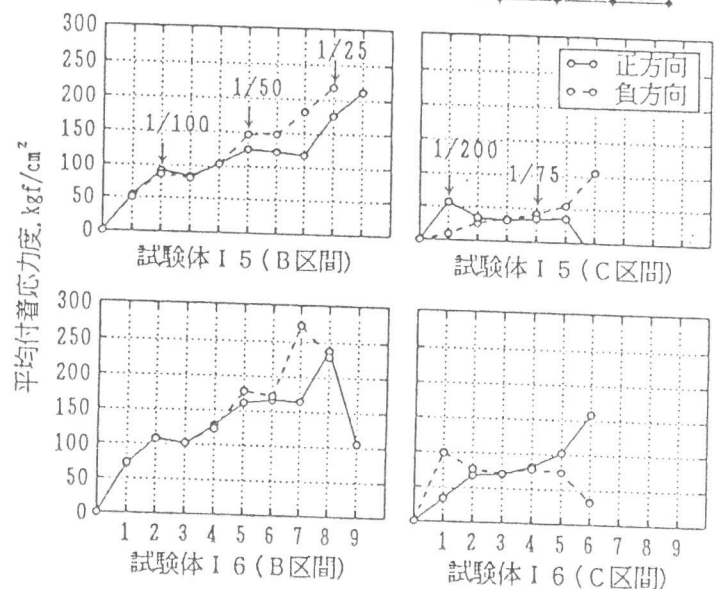
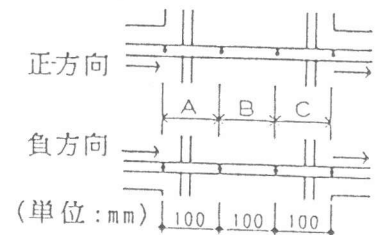


図7 接合部内区間別の付着応力度

程度から低下し始め、付着が劣化した。

梁主筋の付着性能評価：指針[1]
では、付着性能を層間変形角 $1/50$ radにおける層せん断力-層間変形関係から等価粘性減衰定数を用いて評価している。等価粘性減衰定数の値は図8に示す通り、梁主筋の降伏以前($R \leq 1/50$)には小さく、降伏後($R \geq 1/33$)に増大

する性質があり、一率に層間変形角 $1/50$ radのときの値を用いるのは、問題である。試験体 15、16の梁主筋付着指標 $\mu (= \sigma_y \cdot d_b / D \cdot \sqrt{\sigma_B})$ の値は 11.2、17.0であるが、曲げ降伏後でも等価粘性減衰定数は 10%以上になっており、履歴曲線には顕著な差はみられなかった(図3)。このことから、文献[1]の付着に関する条件が高強度材料の範囲では適用できない。

梁主筋降伏時の平均付着応力度：梁主筋の上端筋量 A_s (cm²)、下端筋量 A_s' (cm²)のとき、梁主筋の上端筋が柱面の一端で引張降伏、他端で最大圧縮力が作用するときの梁主筋の接合部内平均付着応力度 u_b は次式(1)で表わされる。下端筋の u_b は上端筋と下端筋の鉄筋断面積を入れ変える。

$$u_b = (1 + \gamma) \cdot (\sigma_y / 4) \cdot (d_b / D) \quad (1)$$

ここで、 $\gamma = A_s' / A_s$ (ただし、 $\gamma \geq 1$ のときは $\gamma = 1.0$ とする)、 σ_y ：梁主筋降伏強度(kgf/cm²)、 d_b ：梁主筋径(cm)、 D ：柱せい(cm)。

梁主筋が柱面の一端で降伏したときに実験で得られた接合部内の平均付着応力度 τ_{av} 、コンクリートの圧縮強度 σ_B および(1)式で求めた u_b の関係を図9に示す。試験体は東京大学で繰返し載荷された平面柱・梁接合部試験体 16体[2][3][4][5]である。試験体形状は本試験体と同一で、梁主筋引張鉄筋比は 0.7~2.44%、梁主筋の上端筋に対する下端筋比は 0.5~0.75、梁主筋径は D10~D16、梁主筋強度は 3260~4250 kgf/cm²、コンクリート圧縮強度は 245~422 kgf/cm²である。梁主筋が柱面の一端で引張降伏する前

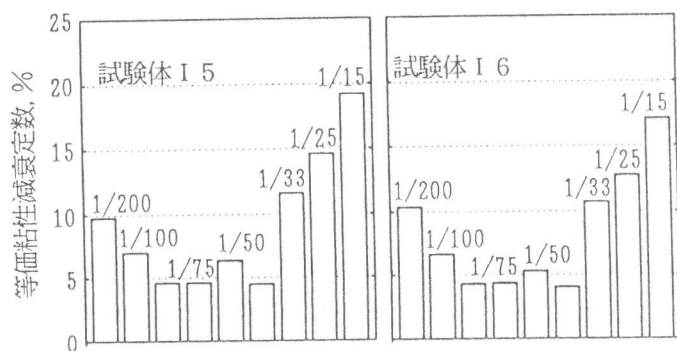


図8 等価粘性減衰定数

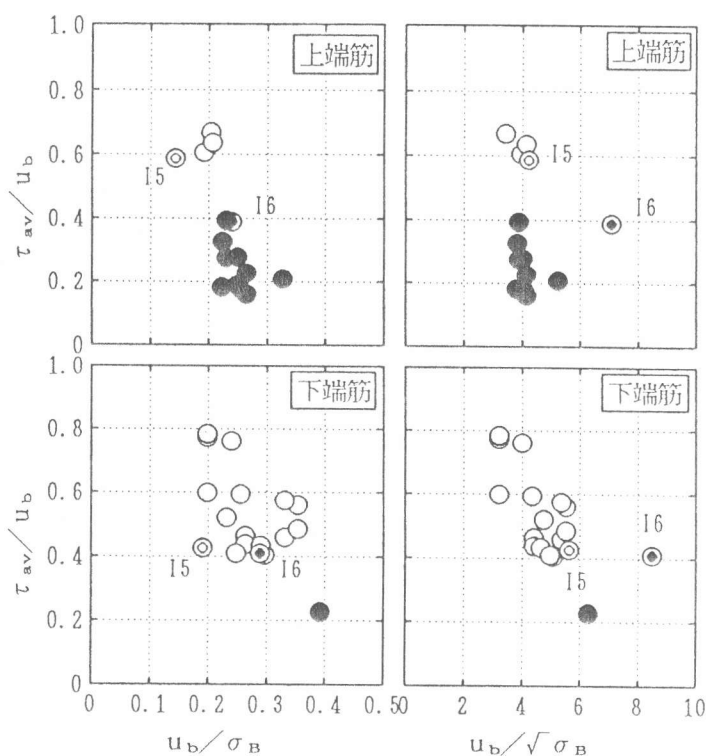


図9 接合部内の平均付着応力度
-コンクリート圧縮強度関係

に、あるいは引張降伏することによって接合部内の平均付着応力度が低下したものを ●印、梁主筋の引張降伏後も平均付着応力度が維持されたものを ○印で示す。縦軸に示した u_b に対する τ_{av} の値は、上端筋が 0.16~0.67、下端筋が 0.22~0.78 で大きくばらついている。横軸に示した付着指標 ($\mu = u_b / \sigma_B$ 、または、 $u_b / \sqrt{\sigma_B}$) は、上端筋は、 u_b を σ_B で基準化した場合に 0.20~0.22、下端筋は、 u_b を $\sqrt{\sigma_B}$ で基準化した場合に 5.6~6.3 の間を境界として、梁主筋が引張降伏するまでに接合部内平均付着応力度が低下したものと維持したものが分れている。高強度材料を用いた柱梁接合部実験結果 (◎印) も普通強度を用いた実験結果とよく一致した。そこで、上端筋はコンクリートの圧縮強度で基準化した付着指標 ($\mu = u_b / \sigma_B$) を 0.2 以下に、また、下端筋はコンクリートの圧縮強度の平方根で基準化した付着指標 ($\mu = u_b / \sqrt{\sigma_B}$) を 5.5 以下に制限することによって、梁主筋が柱面の一端で引張降伏するまでに接合部内の平均付着応力度が低下することはないと判断される。

5. まとめ

梁主筋引張降伏強度が 7,800 kgf/cm²、コンクリート圧縮強度が 870 kgf/cm² 程度の材料を用いた平面柱梁接合部試験体の静的正負繰返し実験を行ない、また、既往の普通強度を用いた平面試験体の実験結果と比較検討し、次のような結果が得られた。

- (1) 接合部入力せん断応力度が $0.15\sigma_B$ 程度でも、梁主筋径の大小によって付着劣化が起こり、その結果、付着応力度が厳しい試験体の接合部せん断変形が増大した。
- (2) 梁主筋が引張時の接合部内の端部では早期に付着劣化が起ったが、中央区間及び圧縮側端部での付着が良好に維持された。
- (3) 高強度材料を用いた時にも、上端筋の付着指標 ($\mu = u_b / \sigma_B$) を 0.2 以下に、また、下端筋の付着指標 ($\mu = u_b / \sqrt{\sigma_B}$) を 5.5 以下にすれば、梁主筋が引張降伏するまでに接合部内の平均付着応力度が低下することはない。

6. 謝辞

本研究は、文部省科学研究費補助金(総合研究 A、課題番号：01302048、研究代表者：青山博之)による。試験体製作、実験実施にあたり御協力頂いた東京大学工学部助手 細川洋治、田才晃両先生、(株)大成建設技術研究所、宇都宮大学卒論生 福岡誠君に厚く御礼申し上げます。

7. 参考文献

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990、pp. 151-169
- [2] 小林裕、小谷俊介：鉄筋コンクリート造柱梁接合部内の梁主筋付着に関する研究(その 1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1983、pp. 1819-1820
- [3] 小林裕、溜正俊、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造柱-梁接合部の実験的研究、第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集、1984、pp. 653-656
- [4] 北山和宏、栗栖浩一郎、小谷俊介、青山博之：梁主筋付着を良くした梁降伏型骨組接合部の履歴特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、1985、pp. 293-294
- [5] 北山和宏、小谷俊介、青山博之：高強度材料を用いた内柱・梁接合部の履歴挙動、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990、pp. 361-362