

論文

[2069] RC 骨組の耐力・変形性能に及ぼす接合部補強筋の影響

正会員 ○後藤 康明 (北海道大学建築工学科)

正会員 城 攻 (北海道大学建築工学科)

正会員 柴田 拓二 (北海道大学建築工学科)

鉄筋コンクリート柱梁接合部は隣接する梁の降伏後も急激な耐力劣化を起こすことなく接合する部材が所定の靱性を発揮するように設計することが必要である。内部柱梁接合部はコンクリート強度が210~360kgf/cm²の場合には、梁の降伏時接合部入力量を $0.3\sigma_B$ 以下 (接合部剪断応力度) に抑えることで接合部の剪断破壊を防ぐことが示されている[1]。しかし、梁降伏後の繰り返し加力によって接合部のコアコンクリートの劣化に伴い接合部の剪断破壊が生じることと、接合部補強筋を適度に配することによって接合部の剛性劣化を防げることが既往の研究で示されている[2]。

本実験では、梁降伏が先行する内部柱梁接合部について接合部入力量に対する有効な接合部補強筋量を把握するための資料を得ることを目的としている。

1. 実験概要

1) 試験体 表1に試験体の設計諸元を、図1に配筋図を示す。試験体は平面骨組の内部柱梁接合部を水平加力時の反曲点位置で取り出したもので直交梁やスラブは取り付いていない。試験体のスケールは実大の約1/2で、柱300x300、梁200x350(mm)である。実験パラメータは梁降伏時の剪断入力量(梁主筋量)と接合部水平補強筋量である。試験体製作の簡素化の試みとして、本試験体では梁の主筋量が加力方向で異なるように逆対称に配した。梁主筋にはD13(SD35)を使用し、入力量の小さい方に5本($p_t=0.99\%$)、大きい方に7本($p_t=1.39\%$)配した。7本のうち1段目の5本は通し配筋として内側2段目の2本は接合部を通して反対

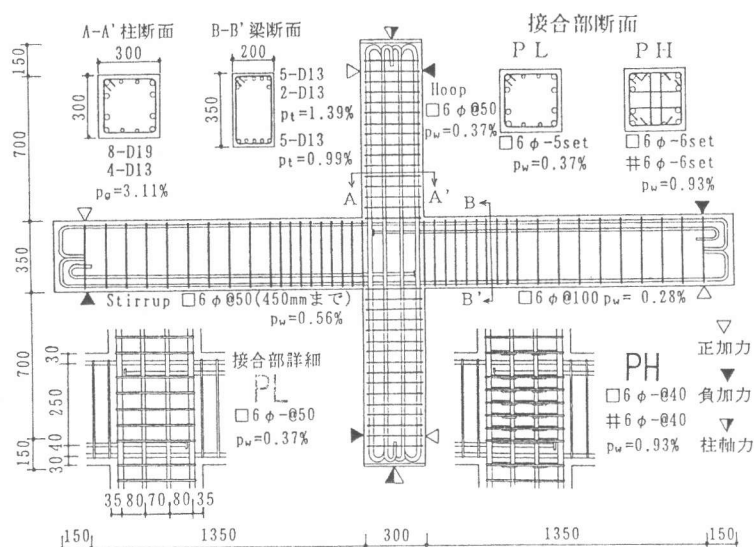


図1 試験体配筋図

表1 試験体諸元

F _c kgf/cm ²	*1 梁主筋	降伏時ハ ⁰ ネ 剪断応力度	u _b /F _c	*2接合部 補強筋比	柱軸 応力度
270	7-D13 5-D13	0.254F _c (SD35) 0.180F _c	0.216	0.37% 0.93%	$\sigma_B/6$

u_b: 梁筋がハ⁰ネ両端で降伏する時の平均付着応力度
*1, 2: 実験パラメータ (1は加力方向で、2は試験体で区別)

表2 鉄筋の力学的性状

種別	降伏強度 kgf/cm ²	降伏歪度 μ	引張強度 kgf/cm ²	伸び %	ヤング係数 10 ⁶ kgf/cm ²
D19	6350	3190	8290	20.6	1.99
D13	4030	2320	6070	24.0	1.74
6φ 帯筋	3320	3550	4190	25.8	2.00
6φ 肋筋	3260	---	4230	27.4	---

表3 コンクリートの力学的性状

試験体	圧縮強度 kgf/cm ²	ヤング係数 10 ⁵ kgf/cm ²	ε _u %	割裂強度 kgf/cm ²
JX0-B14				
PL	303	2.28	0.243	29.5
PH	311	2.32	0.257	26.1

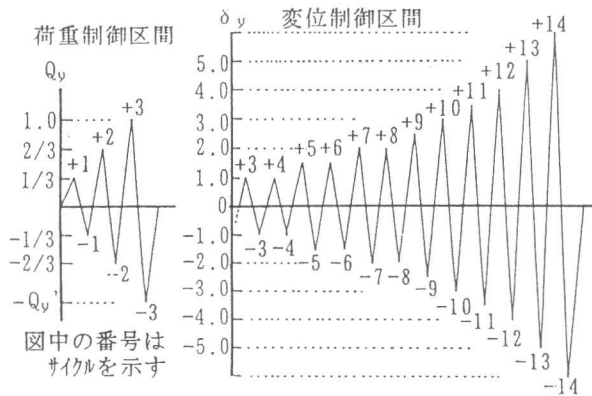


図2 加力ステップ

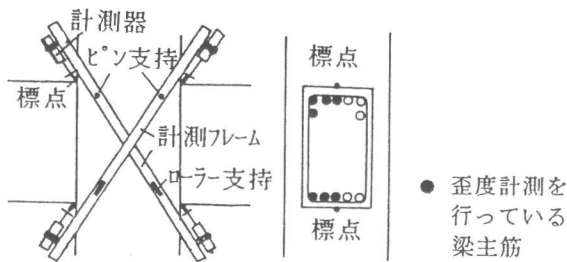


図3 接合部剪断変形角の計測
(及び歪度計測梁主筋)

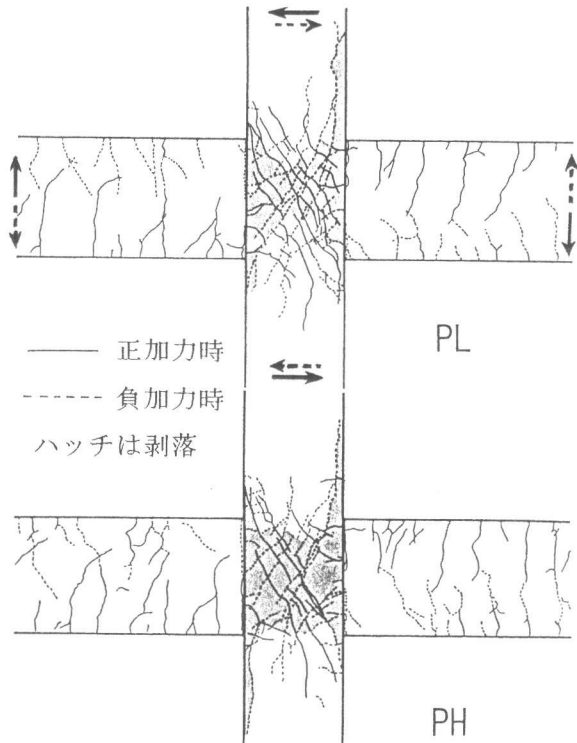


図4 最終破壊状況

側の柱主筋位置までとして端部に定着鋼板(厚6mm30x30)を溶接した。接合部補強筋にはSR30相当の6φを使用して低補強試験体(PL)では帯筋5段($p_w=0.37\%$)、高補強試験体(PH)ではタイ筋を組み合わせ6段($p_w=0.93\%$)配した。加力方向のタイ筋は梁の拘束を期待して一方の端部を90°フックとして施工性を良くした。使用した鉄筋の力学的性状を表2に示す。コンクリートは調合強度270kgf/cm²で、セメントは早強セメントを粗骨材は10mm碎石を用いた。実験時におけるコンクリートの力学的性状を表3に示す。

2)加力及び計測 加力は所定の柱軸力導入後上柱反曲点位置に強制変位を与えて図2に示すルールに従って正負繰り返し加力を行った。加力方向で接合部入力量が異なるので入力量の小さい方向が先行(正加力)するようにした。基準変位の降伏変位は正加力時では歪度計測を行っている梁主筋(図3参照)の殆どが梁端部で降伏歪度を越えた時の変位とし、負加力時は正加力の値と大幅に異なるように梁主筋の1段目の鉄筋のいずれかが降伏した時の変位とした。計測は、柱剪断力、軸力、層間変位、各部変形、鉄筋歪度等について行っているが、 β 側の剪断変形の計測は β 側表面で行うと共に図3に示すように柱梁面の各隅角部にボルトを埋め込み β 側中央部(厚さ方向)対角線の伸縮量を計測する方法によっても行った。

2. 結果と考察

1)亀裂破壊状況 図4に試験体の最終破壊状況を示す。両試験体とも初めに梁付根部に曲げ亀裂が発生し、2サイクルまでに発生域は梁長の2倍に至った。接合部 β 側では2サイクルに剪断亀裂が発生し3サイクルまでは梁と β 側共に亀裂の発生及び伸展がみられたが、その後は β 側の剪断亀裂の発生に限られる。 β 側の剪断亀裂は入力の大きい負加力時の方が亀裂の数が多く幅も大きい。特に、対角線上に発生したものは上下の柱まで伸展して大きく拡幅した。最大耐力時までは梁付根の曲げ亀裂の拡幅が顕著であったが、その後は β 側剪断亀裂の拡幅が大きくなって最終的には被りコンクリートが広範囲に渡って剥落した。正負加力時共に5サイクルから梁付根でコンクリートの圧潰が見られた。

表4 耐力実験値と計算値の比較

試験体	加力方向	接合部パネル剪断亀裂発生時							梁主筋降伏時				
		サイクル	Qc	R	γ_{face}	γ_{int}	exp τ *	cal τ	τ/σ_B	Qc	R	cal Qby	
JX0-B14	PL	正	+2	6.01	3.67	***	0.73	39.9	42.6 (0.93)	0.132	9.71	9.45	9.09 (1.07)
		負	-2	-6.97	-4.29	-0.65	-1.55	-46.3	42.6 (1.09)	0.153	-10.45	-9.88	12.27 (0.85)
JX0-B14	PH	正	+2	7.01	4.34	0.42	1.00	46.6	43.8 (1.06)	0.150	10.25	9.19	9.09 (1.13)
		負	-2	-7.01	-4.27	-0.88	-1.40	-46.6	43.8 (1.06)	0.150	-11.52	-11.33	12.27 (0.94)

試験体	加力方向	最大耐力							σ_B		
		サイクル	Qc	R	γ_{face}	γ_{int}	exp τ **	τ/σ_B		cal Qbu	
JX0-B14	PL	正	+7	10.11	18.45	6.44	8.36	62.4	0.206	9.32 (1.08)	303
		負	-5	-10.85	-14.47	-7.59	-8.99	-66.9	0.221	12.62 (0.86)	
JX0-B14	PH	正	11	11.07	32.19	19.60	17.28	68.3	0.220	9.32 (1.19)	311
		負	-7	-11.54	-19.70	-12.51	-14.69	-71.2	0.229	12.62 (0.91)	

*: $t_p=30\text{cm}$ (接合部有効厚), D_c に j_c を代入して算定 ** $t_p=25\text{cm}$ ***: 計測器不良のため欠測

Qc: 柱剪断力(tonf) R: 層間変形角(10^{-3}rad) τ : 接合部平均剪断応力度(kgf/cm²)

1) $\tau_{exp} = \frac{1}{t_p j_b D_c} (2M_b - Q_c j_b)$, $M_b = \frac{L - D_c}{2} \frac{H}{L} Q_c$ ()はexp/cal
 2) $\tau_{cal} = \sigma_t \sqrt{1 + \sigma_\theta / \sigma_t}$, $\sigma_t = 1.4 \sqrt{\sigma_B}$
 3) $Q_{by} = a_t j_b \sigma_y L / H$ γ : 接合部剪断変形角(10^{-3}rad)
 4) $Q_{bu} = 0.9 a_t d_b \sigma_y L / H$ int: 厚さ方向中央位置の計測値
 face: 接合部表面の計測値

D_c : 柱成
 L : 梁スパン $j_c: 7d_c/8$
 H : 柱高 $j_b: 7d_b/8$
 σ_B : コンクリート圧縮強度
 σ_y : 梁主筋降伏強度
 σ_θ : 柱軸応力度
 a_t : 梁引張筋全断面積
 d_b : 鉄筋重心位置有効成

Qc (tonf) δ_y

2) 耐力 表4に両試験体の諸耐力を示す。

i) 接合部⁰初剪断初亀裂耐力 表欄外(1)式によって計算した実験値と(2)式により得られる計算値は非常によく適応した。(2)式中の数値は剪断応力度の計算にパネル成として j_c を用いて整理しているのを考慮した。

ii) 最大耐力 最大耐力は正負加力時ともに接合部補強筋の多いPHが約1割上回った。加力方向での比較では、正加力時では計算値を上回っているが、負加力時では計算値を約1割下回る。最大耐力時の梁主筋歪度の分布によると、正加力時では梁主筋の降伏域が接合部の外にまで広がっているのに対し負加力時には梁端部でようやく全主筋が降伏歪度に達する程度であったことに対応する。

3) 荷重-変形曲線 図5に両試験体の柱剪断力-層間変形角関係を示す。5サイクル(1.5 δ_y)までは紡錘形のループを示すが、それ以降はスリップ性状が見られ、接合部補強筋量の少ないPLにその現象が顕著である。最大耐力後の耐力低下は正加力時には両試験体共に差がみられないが、負加力時には接合部補強筋量の多いPHの方が低下の割合が小さい。図6に等価粘性減衰定数の推移を示す。本実験では正負での加力が非対称であるので正負各々の一方のループ毎に図中の方法によって面積比を算定した。両試験体共に5サイクルまでは同じ様な推移を示すが、その後は接合部補強筋量の多いPHが大きい値で推移する。

4) 各部変形 図7に接合部⁰初剪断応力度-剪断変形角関係のスカットカーブを示す。剪断応力度は表3(1)式で⁰初有効厚に $t_p=25\text{cm}$ (柱・梁幅の平均)を代入して求め、剪

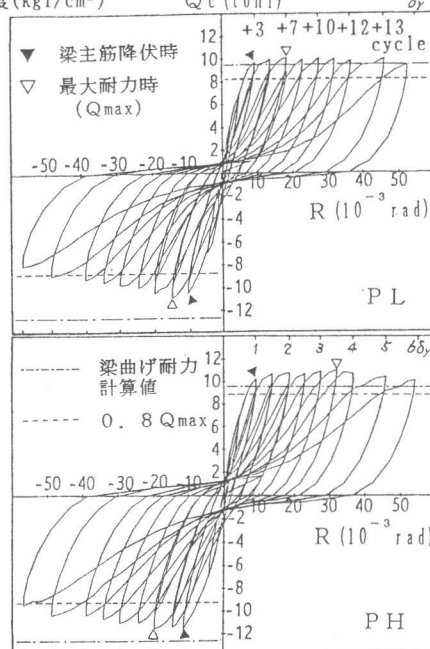


図5 柱剪断力-層間変形角関係

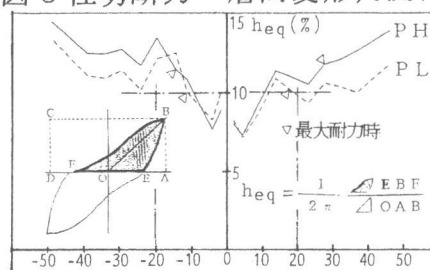


図6 等価粘性減衰定数の推移

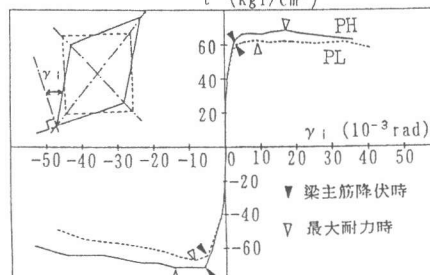


図7 接合部剪断応力度-剪断変形角関係

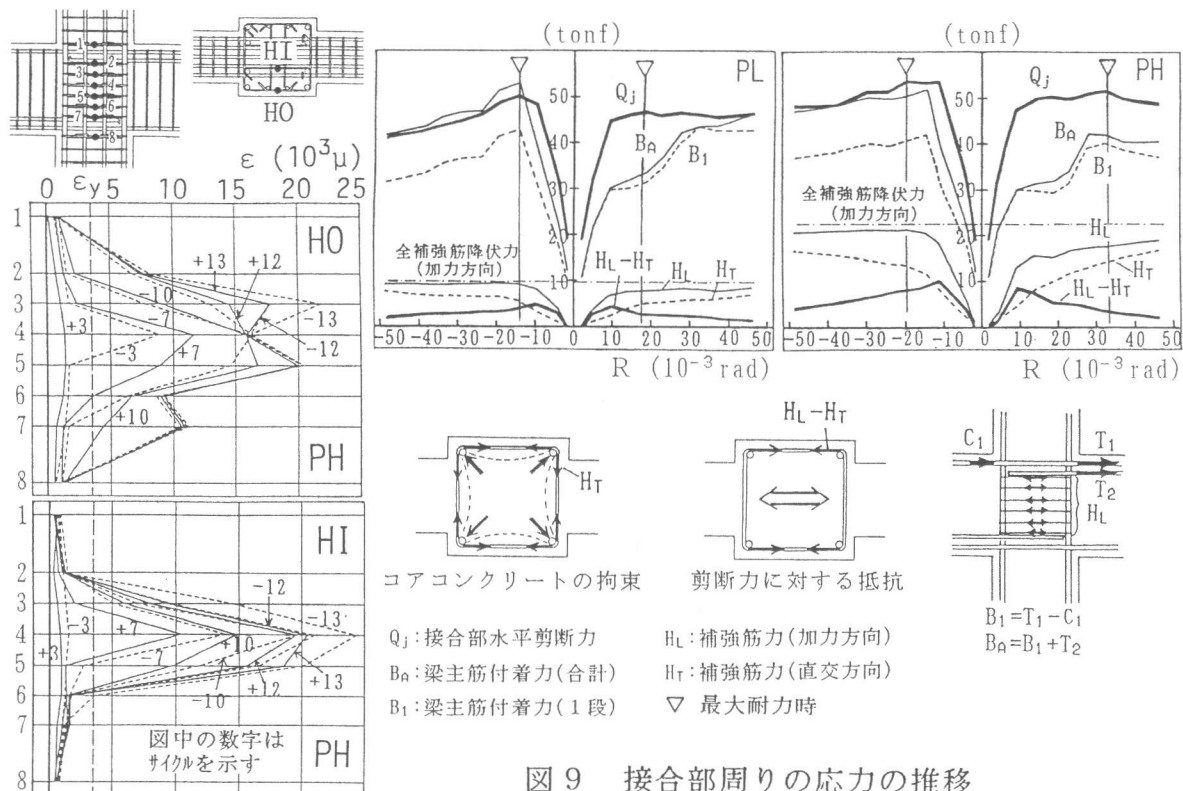


図8 接合部補強筋歪度分布

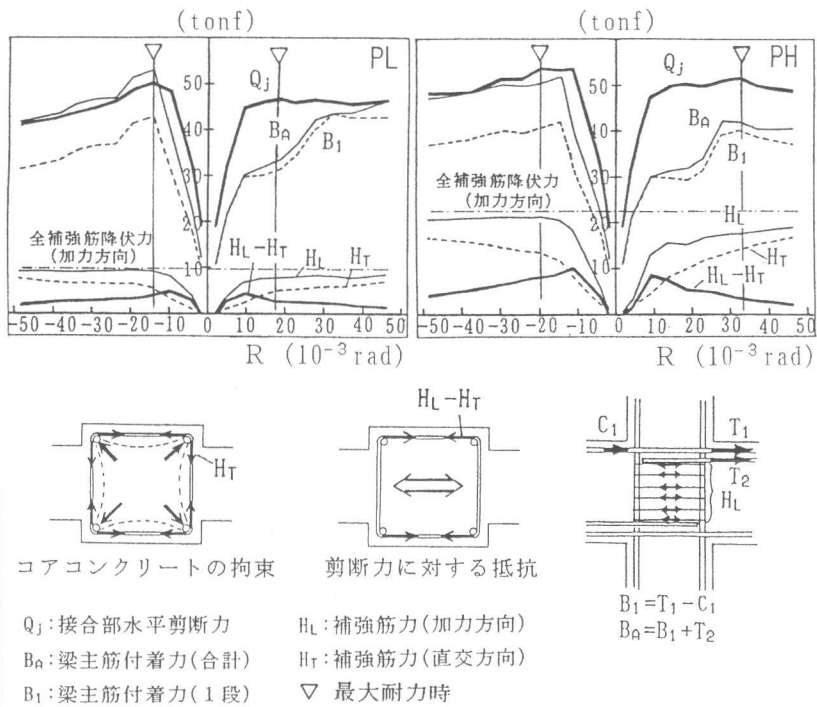


図9 接合部周りの応力の推移

断変形角は前述した θ 中央(厚さ方向)の対角線の伸縮量から求めた値である。両試験体共、剪断亀裂発生から梁降伏までは同じ推移を示すが、負加力時には補強筋の少ないPLがPHに比べ最大耐力後の耐力低下がやや顕著であった。

5) 接合部補強筋歪度分布 図8にPHの接合部補強筋(外周帯筋と内部タイ筋)の加力方向の歪度分布を示す。 θ 中央部の歪度が增大しているがいずれも入力の大い負加力時の値が先行している。一方の端部を 90° フックとしているタイ筋も中央部(3~5)で帯筋と同程度の歪度であるので、梁が取り付く場合には十分機能すると思われる。しかし、梁の上下端近くでは歪度が小さい値で留まっていることから検討が必要である。

6) 接合部周りの応力の推移 図9に接合部水平剪断力、梁主筋の接合部内の付着力及び接合部補強筋の鉄筋力の推移を示す。梁主筋の付着力は接合部剪断力の増大に伴って大きくなるが、正加力時の降伏後の増大が負加力時に比べ一次的に鈍化する。これは、正加力時に塑性歪に達した梁主筋が負加力時に亀裂の閉合の遅れによって大きな圧縮力を受けるので結果として大きな付着力が生ずるためである。大変形時には正負加力時共にほぼ同じ値に達する。接合部補強筋力は全鉄筋の降伏力程度まで増大するが、直交方向に生ずる鉄筋力の推移から主にコンクリートコアの拘束機能として作用していると思われる。この力の大きさは補強筋量に比例している。

3. まとめ

梁降伏時の接合部剪断入力量と接合部補強筋を変化させた試験体の加力実験により、接合部補強筋量を増大することによって曲げ耐力の増大とエネルギー吸収能の増大が見られること、更に入力量の比較的大きい場合には耐力後の耐力低下を抑えることがわかった。

- 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 1990
 2) 小谷他 鉄筋コンクリート造梁降伏型骨組接合部の剪断耐力 JCI論文集 1984