

梁主筋付着を良くした梁降伏型骨組接合部の履歴特性

正会員 ○ 北山和宏 *1 栗栖浩一郎 *2
正会員 小谷俊介 *3 同 青山博之 *4

1. 序 韌性に依存する耐震構造として梁崩壊型の骨組が望ましい。鉄筋コンクリート造建物において、梁端部に形成される塑性ヒンジによる良好なエネルギー消費を維持するには、柱・梁部材及びその接合部の脆性的なせん断破壊や主筋の付着破壊を防止することが必要である。過去に行なった 2 シリーズの実験 [1,2]では、はり主筋の接合部内での付着が劣化して逆 S 字状の履歴特性を示した。そこで本研究は、梁主筋の接合部内での付着を良くするために、降伏強度の低い細径鉄筋を用いた梁降伏型十字形平面柱梁接合部の試験体について、破壊形式、履歴特性等を実験によって調べることを目的とする。

2. 梁主筋付着指標 梁降伏型柱梁接合部の梁主筋付着応力度を検討する。ここでは設計用付着応力度の指標として、梁主筋が柱面的一端で引張降伏（降伏応力度： σ_y ）、他端で圧縮降伏するときの状態を考える。この時梁主筋の接合部内平均付着応力度 τ_s は、接合部内の梁主筋径を d_b 、柱幅を h_c とすると、

$$\tau_s = \sigma_y \times (d_b/h_c) / 2 \quad \dots(1)$$

となる。 τ_s を梁主筋付着指標と呼ぶことにする。梁主筋付着指標は、（梁主筋径／柱幅）比だけでなく鉄筋強度にも依存する。ニュージーランドでは、梁主筋強度に応じて内柱接合部の（梁主筋径／柱幅）比を制限しており [3]、これを式 (1) の梁主筋付着指標 τ_s に直すと 55kgf/cm² 程度になる。逆 S 字形の履歴形状を示した過去 2 シリーズの梁主筋付着指標 τ_s は、68～100kgf/cm² 及び 75～87kgf/cm²（降伏強度に材料実験による値を用いた場合）となり、いずれもニュージーランドの規定よりも大きく、ピンチ性状は梁主筋の接合部内付着劣化によるものと判断される。そこで梁主筋付着指標に着目して、梁主筋の接合部内での付着を良くするような以下に示す実験を行なった。

3. 実験概要 試験体は実物の約 1/2 のスケールを持つ鉄筋コンクリート造十字形平面柱梁接合部 3 体（試験体 C1～C3）であり、形状・寸法は、梁断面 20x30cm、柱断面 30x30cm、柱芯から梁支持点までが 135cm、梁芯から上柱加力点および下柱支持点までが 73.5cm である。2 基のアクチュエータによって、上柱柱頭に一定の鉛直荷重及び繰り返し水平荷重を加えた。本実験では特注した降伏強度の低い SD24 の異形鉄筋 D10 を用いた。これにより材料実験による降伏強度に対する梁主筋付着指標は 52kgf/cm² となり、ニュージーランドの規定よりも小さくなる。梁主筋量は鉄筋間隔の制限によって決まった。試験体変数は表 1 に示すように接合部せん断補強筋量であり、梁主筋の接合部内での付着性状が良好な場合のせん断補強筋

表 1： 試験体概要

Specimen	C1	C2	C3
(A) Beam (Common)			
Top Rebars	12-D10, $a_t=8.56 \text{ cm}^2$, $p_t=1.59 \%$		
Bot. Rebars	6-D10, $a_c=4.28 \text{ cm}^2$, $p_c=0.79 \%$		
Stirrups	2-D6 @ 5.0 cm, $p_w=0.64 \%$		
(B) Column (Common)			
Total Rebars	16-D13, $a_g=20.32 \text{ cm}^2$, $p_g=2.26 \%$		
Hoops	4-D6 @ 5.0 cm, $p_w=0.85 \%$		
Load(tonf)	18.0 (Axial Stress = 20.0 kgf/cm ²)		
(C) Connection			
Hoops (set)	2-D6	4-D6	4-D10
set @ (cm)	3@7.0	5@4.5	5@4.5
$a_w(\text{cm}^2)$	1.92	6.40	14.25
$p_w(\%)$	0.27	0.90	2.01

の影響を調べる。コンクリート圧縮強度は 261kgf/cm²、割裂引張強度は 25kgf/cm² であった。鉄筋の降伏強度は梁主筋 D10 で 3260kgf/cm²、柱主筋 D13 は 4300kgf/cm²、試験体 C3 の接合部せん断補強筋に用いた D10 は 3360kgf/cm² それ以外のせん断補強筋に用いた D6 は 3300kgf/cm²（0.2% offset による強度）であった。試験体 C1 及び C3 の加力履歴は、層間部材角 1/368rad 1 サイクル、1/184rad 2 サイクル、地震時に構造物に予想される層間部材角 1/92, 1/46rad を 2 サイクルずつ加力した後、1/23rad 1 サイクル、1/15rad を半サイクル加力した。試験体 C2 では中小地震を想定し、小振幅及び部材降伏後塑性率 2～3 程度の振幅で多数回繰り返した時の挙動を調べるために 1/200rad 前後の小振幅 10 サイクル、1/46rad 10 サイクルを加力した後、1/23rad 1 サイクル、1/15rad

を半サイクル加力した。

4. 実験結果

実験終了時の試験体C1のひびわれ状態を図1に示す。他の2体も同様である。3体共、曲げひびわれが梁に分散して発生し、梁降伏後は梁危険断面から約20cmまでの部分に集中し、塑性ヒンジが形成された。梁危険断面のひびわれ幅は特に大きくなく、梁主筋の接合部からの抜き出し量は少なかったと判断される。接合部には斜めせん断ひびわれが見られ、接合部せん断補強筋量が多いほどその量は少なかったが、地震時に予想される変形の範囲（層間部材角 1/46rad程度）ではその差は小さかった。層せん断力-層間変位関係を図2に示す。3体共に良好な紡錘形履歴であり、層間部材角 1/15radの大変形時においても耐力の低下は見られなかった。試験体C2の履歴形状から、繰り返しによる梁主筋の接合部内での付着劣化はわずかであったと考えられる。正サイクルピーク時の接合部せん断補強筋のひずみ度分布を図3に示す。試験体C1では、梁部材が降伏する層間部材角 1/92radでせん断補強筋の一部が降伏し始めた。試験体C2では、層間部材角 1/23radの大変形時のひずみは0.15%程度であり、接合部としては降伏直前の状態と考えられる。試験体C3では、層間部材角 1/23rad時にも、接合部せん断補強筋のひずみは降伏ひずみの半分程度であった。

5. 結論

(1) 梁主筋付着指標 τ_s を低減するように、(柱幅/梁主筋径) = 31.5の細径で、かつ降伏強度の低い梁主筋を用いた柱梁接合部実験では、履歴面積の大きい紡錘形の履歴特性が得られた。このような良好な履歴性状を得るためには、梁主筋の強度を制限する必要がある。(2) 接合部せん断補強筋量の多少によらず、接合部せん断変形は地震時に予想される層間部材角(1/46rad程度)ではほぼ同様な挙動を示した。接合部せん断補強筋の降伏が生じて、せん断破壊を防止できればよいという設計方針からは、梁主筋の接合部内での付着が良好な場合、日本程度のせん断補強筋量でもよい。接合部を弾性に維持するためには、接合部せん断補強筋を全補強の半分程度に配筋する必要がある。

6. 参考文献

[1] 小林、小谷：“鉄筋コンクリート造柱はり接合部内のはり主筋付着に関する研究(その1)”、日本建築学会大会梗概集、9月、1983、pp.1819-1820。

[2] 小谷、小林、溜、青山：“鉄筋コンクリート造梁降伏型骨組接合部のせん断耐力”、日本建築学会大会梗概集、10月、1984、pp.1891-1892。

[3] Standards Association of New Zealand：“New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures” NZS 3101、1982。

*1 東京大学大学院 *2 千葉大学大学院 *3 東京大学助教授 *4 東京大学教授

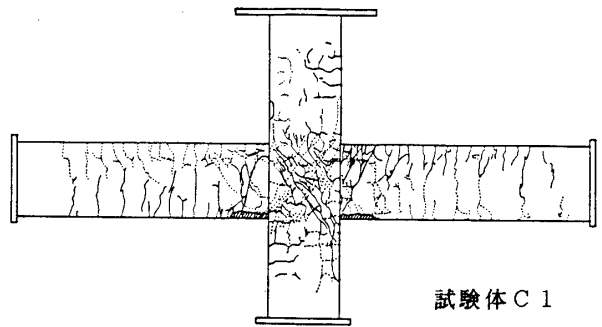


図1： 実験終了時ひびわれ

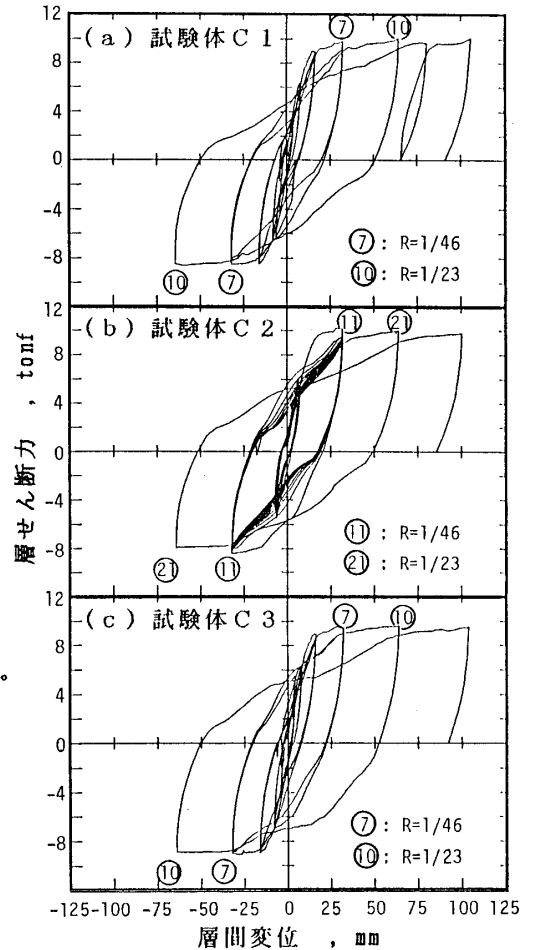


図2： 層せん断力-層間変位関係

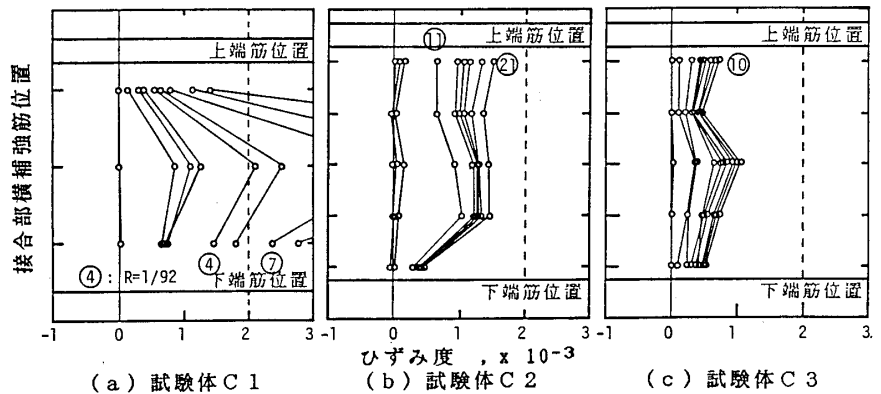


図3： 接合部横補強筋ひずみ度分布