

梁主筋の付着をよくした梁降伏型骨組接合部の挙動

(その1: 実験結果及び履歴性状)

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

靱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。梁主筋径を変数とした直交梁付十字型柱梁接合部の実験（Sシリーズ）〔1〕では、梁主筋径が大きいと復元力特性における逆S字性状が著しいが、柱幅30cmに対して細径鉄筋（D10）を用いた場合でも同一変位繰返しによる梁主筋の付着すべりが生じた。接合部せん断補強筋量を変数とした十字型平面柱梁接合部の実験（Jシリーズ）〔2,3〕では、大変位時でも耐力を維持するが、梁降伏後に梁主筋の接合部内の付着が劣化して、逆S字状の履歴性状を示し、最終的には接合部がせん断破壊した。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 梁主筋付着応力度の制限について

梁降伏型の柱梁接合部の梁主筋の付着応力度を検討する。梁主筋付着応力度は接合部内の梁主筋位置、コンクリート強度、鉄筋の強度及び径、柱幅、接合部内の応力状態などによって異なるが、ここでは設計用付着応力度の指標として、梁主筋が柱面の一端で引張降伏（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、（鉄筋径／柱幅）比だけでなく鉄筋強度にも依存する。鉄筋コンクリート部材に対して厳しい耐震規定のあ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）比を以下のように制限している。

$$h_c/d_b \geq 25 \quad (\sigma_y=2750\text{kgf/cm}^2)$$

$$h_c/d_b \geq 35 \quad (\sigma_y=3800\text{kgf/cm}^2)$$

これを、式（1）の梁主筋付着指標に直すと 55kgf/cm^2 程度になる。式（1）を用いて過去の2シリーズの試験体の梁主筋付着指標を調べてみると、Sシリーズで $68\sim 100\text{kgf/cm}^2$ 、Jシリーズで $75\sim 87\text{kgf/cm}^2$ となり、ニュージーランドの規定より大きく、これらの試験体が逆S字形の履歴形状を示したのは、梁主筋の接合部内での付着劣化によるものと判断される。例えば、試験体J6（梁主筋降伏強度： 3530kgf/cm^2 梁主筋付着指標： 75kgf/cm^2 ）はJシリーズの他の試験体とは異なり、接合部にせん断ひびわれが生じる前に梁降伏するように設計されたものであるが、§5に示すような逆S字形の履歴を示し、梁主筋の付着すべりが原因と考えられる。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計画した。

§ 3 実験概要

(1) 試験体 : 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、C2及びC3、—Cシリーズ実験と称する）であり、平面骨組に水平力を加えた時の柱・梁の反曲点位置で切り出したものとする。形状・寸法はJシリーズと同一で、梁断面 $20\times 30\text{cm}$ 、柱断面 $30\times 30\text{cm}$ 、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。梁主筋は接合部内を通し配筋し、

上端筋は2段配筋とした。梁主筋量は、上端引張鉄筋比1.59%、下端引張鉄筋比0.79%と実際の鉄筋コンクリート骨組に用いられる量に比べてかなり多い。

Cシリーズでは梁主筋の接合部内の付着を良くするために、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Cシリーズの材料実験による降伏強度に対する梁主筋付着指標は54kgf/cm²となり、ニュージーランドの規定よりも小さくなる。

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量の影響を調べる。試験体C1は、従来日本で行なわれているように、柱のせん断補強筋を接合部にもそのまま配筋した。試験体C2は、ACI318-83 [4]に従い、柱のせん断補強筋を接合部にもそのまま配筋した。試験体C3は、ニュージーランド基準NZS3101 [5]に従い、接合部に入力されるせん断力をすべてせん断補強筋に負担させるように接合部横補強筋を配筋した。

(2) 材料特性 : Cシリーズのコンクリート圧縮強度は261kgf/cm²、割裂引張強度は25kgf/cm²である。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。

(3) 加力方法 : 加力装置を図1に示す。十字形柱梁接合部試験体の両梁端はピンローラー支持、下柱はピン支持とした。上柱加力点には3基のアクチュエータを取りつけ、1基で一定の鉛直荷重を加え、1基で繰り返し水平荷重を加えた。残り1基は試験体を支持するため加力方向と直交する水平面内に取りつけた。さらに、試験体の鉛直軸回りの回転を拘束するために、試験体に平行にバンタグラフを取りつけた。

(4) 計測 : 上柱に加える水平力及び両梁端のせん断力をロードセルにより、上柱加力点の水平変位(以降層間変位と呼ぶ)、両梁端のたわみ、接合部パネルの斜め方向変位等を電気式変位計により、梁主筋、接合部せん断補強筋等のひずみを箔ひずみゲージによって測定した。本論文で言う層せん断力とは上柱に加える水平力を柱軸力のP-Δ効果で補正したものであり、層間部材角とは層間変位を上柱加力点から下柱支持点までの距離(147cm)で除したものである。

(5) 加力履歴 : 試験体C1及びC3の加力履歴は、層間部材角1/368radを1サイクル、1/184radを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の振幅を2サイクルずつ加力した後、試験体の変形特性を調べるために1/23radを1サイクル、1/15radを半サイクル加力した。全サイクル数は途中で1/368radの小サイクルをいれたので11である。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、1/226radを4サイクル、1/196radを6サイクル、1/46radを10サイ

表1: 試験体概要

Specimen	C1	C2	C3	J6
(A) Beam				
Top Rebars	12-D10	12-D10	12-D10	4-D13
a_t (cm ²)	8.56	8.56	8.56	5.08
p_t (%)	1.59	1.59	1.59	0.94
Bot. Rebars	6-D10	6-D10	6-D10	3-D13
a_b (cm ²)	4.28	4.28	4.28	3.81
p_b (%)	0.79	0.79	0.79	0.71
Stirrups	2-D6	2-D6	2-D6	2-D6
@(cm)	5.0	5.0	5.0	10.0
p_w (%)	0.64	0.64	0.64	0.32
(B) Column				
Total Rebars	16-D13	16-D13	16-D13	12-D10
a_g (cm ²)	20.32	20.32	20.32	8.56
p_g (%)	2.26	2.26	2.26	0.95
Hoops	4-D6	4-D6	4-D6	2-D6
@(cm)	5.0	5.0	5.0	5.0
p_w (%)	0.85	0.85	0.85	0.43
Load (tonf)	18.0	18.0	18.0	54.0
(kgf/cm ²)	20.0	20.0	20.0	60.0
(C) Connection				
Hoops (set)	2-D6	4-D6	4-D10	2-D6
set @ (cm)	3@7.0	5@4.5	5@4.5	5@5.0
a_w (cm ²)	1.92	6.40	14.25	3.20
p_w (%)	0.27	0.90	2.01	0.45

a_t : 梁引張鉄筋断面積, p_t : 梁引張鉄筋比,
 a_g : 柱全主筋の断面積, p_g : 柱全鉄筋比, a_w
: 接合部せん断補強筋断面積, $p_w(C)$: 接合部せん断補強筋比 = $a_w / (j_b \cdot b_c)$, j_b : 梁断面の応力中心間距離 = 23.6cm, b_c : 柱幅 = 30.0cm.

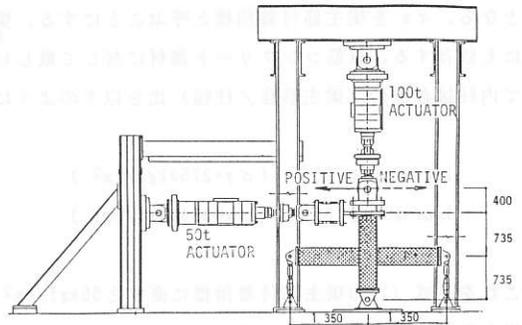


図1: 加力装置

クル加力した後、 $1/23\text{rad}$ を 1 サイクル、 $1/15\text{rad}$ を半サイ
クル加力した。

§ 4 実験経過

実験終了時のひびわれ状態を図 2 に示す。C シリーズ 3 体
は、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た。層間部材角 $1/23\text{rad}$
時には危険断面付近の梁下端コンクリートが剥落した。接合
部には斜めせん断ひびわれが見られたが、概ねその幅は狭か
った。加力履歴が異なる試験体 C2 と試験体 C1, C3 との間には、
繰り返し回数によるひびわれ状態の差は見られなかった。C
シリーズの 3 体とも梁危険断面から塑性ヒンジ領域が広がっ
ており、梁危険断面のひびわれ幅は特に大きくなく、梁主筋
の接合部からの抜け出し量は少なかったと判断される。試験
体 J6 は、接合部に生じた斜めせん断ひびわれはわずかで、
梁の曲げひびわれ幅は柱面に生じたものが最も大きく、梁主
筋が接合部から抜け出したことを示す。

接合部パネルに関しては、C シリーズの 3 体について接合
部せん断応力度が $33\sim 36\text{kgf/cm}^2$ で斜めせん断ひびわれが生
じ、主応力度式による計算値 34kgf/cm^2 とほぼ一致した。梁
降伏時の接合部せん断応力度は $51\sim 56\text{kgf/cm}^2$ で計算値 49kg
 f/cm^2 との差は 13% 以内であった。試験体 C1 では変位振幅が
大きくなるに従って、パネルに短いせん断ひびわれが生じ、
層間部材角 $1/23\text{rad}$ 時でひびわれ幅も大きくなり、層間部材
角 $1/15\text{rad}$ 時にはパネルコンクリートのはらみ出しがわずか
に見られた。接合部せん断補強筋量の多い試験体 C3 では、層
間部材角 $1/46\text{rad}$ 以降新しく発生したせん断ひびわれはわず
かであり、試験体 C1 に比べてひびわれ数も幅も小さかった。

このように、接合部せん断補強筋量によって接合部のひびわ
れ状況に差が見られるが、地震時に予想される変形の範囲（層間部材角 $1/46\text{rad}$ 程度）ではその差は小さい。試
験体 C2 では、 $1/46\text{rad}$ の振幅を繰り返すことにより接合部のせん断ひびわれ数が増えたが、幅は小さかった。

§ 5 履歴特性

層せん断力-層間変位関係を図 3 に示す。C シリーズ 3 体共に良好な紡錘形履歴であり、層間部材角 $1/15\text{rad}$
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 C1, C3 とを比較すると耐力はほぼ同じであるが、同
一振幅を 2 回繰り返した際の 2 回目の履歴形状は、試験体 C3 の方が太っており、層間部材角 $1/23\text{rad}$ 時には負方
向サイクルで試験体 C3 の方が太った履歴を示した。試験体 C2 では、層間部材角 $1/46\text{rad}$ の 10 回の繰り返し加力に
よる耐力低下は最大 11% であり、その履歴形状から、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。試験体 J6 は、接合部、梁のせん断破壊の兆候がないにもかかわらず、このような逆 S 字形
履歴を示したのは、梁主筋の付着劣化によるものと考えられる。C シリーズと J シリーズの履歴形状を比較する
と、梁主筋の接合部内付着劣化の影響が明らかである。

エネルギー消費能力を数量化するために、等価粘性減衰-累積塑性率関係を図 4 に示す。等価粘性減衰は、実
験中に消費された半サイクルごとのエネルギー消費量を各半サイクルの最大変位点を頂点とする三角形で規準化

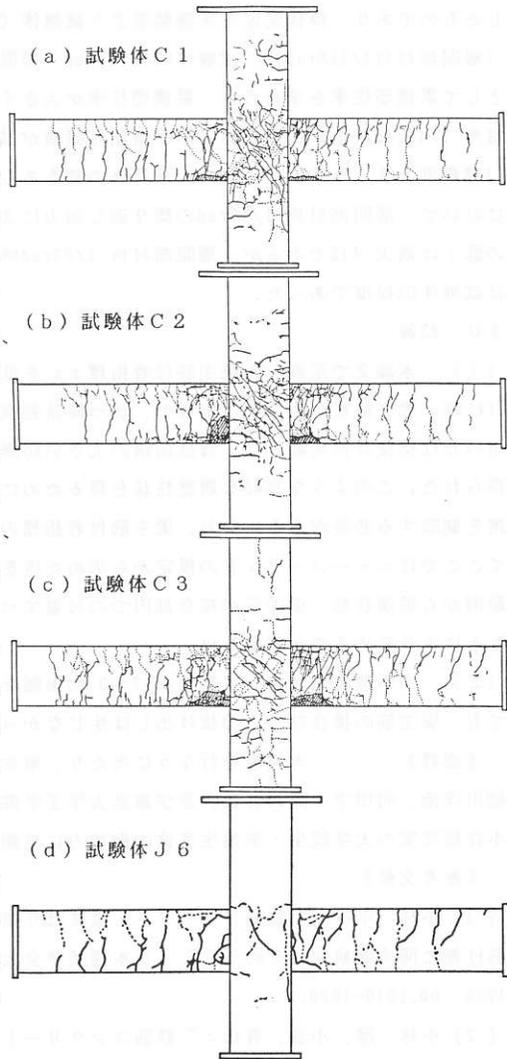


図 2： 実験終了時ひびわれ

したものであり、降伏変位を実験結果より試験体 C1, C3は12.5mm (層間部材角1/118rad)、試験体C2は14.0mm (層間部材角1/105rad) として累積塑性率を求めた。累積塑性率が大きくなると (層間部材角 1/46rad以上)、試験体C3の等価粘性減衰が試験体C1に較べて 14%程度大きくなり、ループの太り具合の差をあらわす。試験体C2において、層間部材角 1/46radの繰り返し加力による等価粘性減衰の低下は最大 41%であるが、層間部材角 1/23rad時の等価粘性減衰は試験体C1程度であった。

§ 6 結論

(1) 本論文で定義した梁主筋付着指標 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。なお、梁主筋付着指標の判断基準値としてここではニュージーランドの規定から求めた値を使用したが、実験例から破壊状態、梁主筋の接合部内での付着すべりなどを調べるにより定めるのが望ましい。

(2) 中小地震を想定して塑性率 2~3 の振幅を多数回繰り返しても、梁主筋の接合部からの抜け出しは生じなかった。

《謝辞》 本実験を行なうに当たり、東京大学工学部助手細川洋治、同田才 晃の各氏、及び東京大学工学部建築学科青山・小谷研究室の大学院生・卒論生各位の御協力に感謝の意を表します。

《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] 小林、溜、小谷、青山：“鉄筋コンクリート造柱—梁接合部の実験的研究”、第6回 JCI年次講演会論文集、1984、 pp.653-656.

[3] 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.

[4] American Concrete Institute：“Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83) ”、November、1983.

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

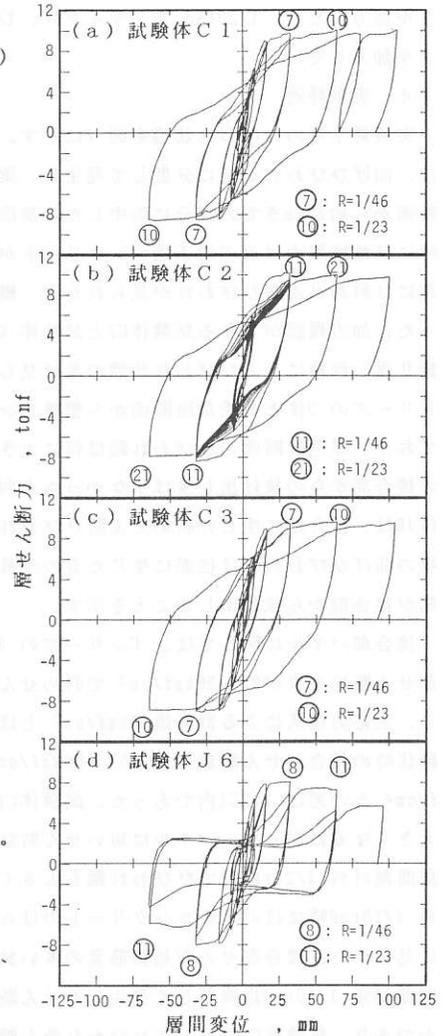


図3： 層せん断力—層間変位関係

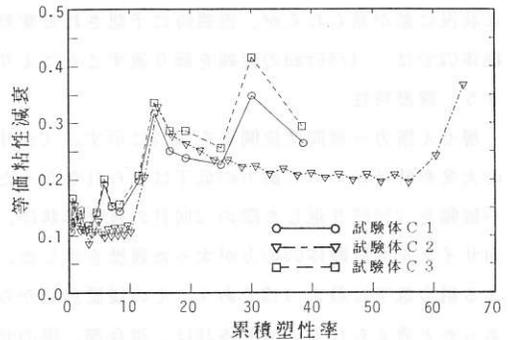


図4： 等価粘性減衰—累積塑性率関係

*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