

高強度材料を用いたRC造内柱梁接合部の実験的研究

正会員○ 李 祥浩*
同 北山 和宏**
同 小谷 俊介**
同 青山 博之**

1. はじめに

高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いた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。本研究では、高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱梁接合部の挙動に関する基礎的な資料を得るために、使用材料(普通強度、高強度)、加力方法(一方向、二方向)をパラメータとした内柱梁接合部試験体の静的正負繰り返し実験を行ない、復元力特性、梁主筋の付着性状などを検討した。

2. 実験概要

試験体は実物の約 1/2スケールの十字形柱梁接合部3体で、試験体I1(標準：高強度、平面)、試験体I2(高強度、スラブなし立体)、試験体I4(普通強度、平面)である。試験体の形状は梁断面 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。試験体は接合部入力せん断応力度を 0.3 Fc、梁主筋の付着指標を 6.5

$\sqrt{F_c}$ 程度に設計した。ここで、Fcはコンクリートの設計基準強度、接合部有効断面積及び梁主筋の付着指標は文献[1]に従って求めた。梁主筋は接合部内を通し配筋した。試験体I1、I2の横補強筋には高強度の異形PC鋼棒(U6.4)を用い、全試験体の接合部横補強筋には拘束効果を期待して横補強筋比を 0.4%程度とした。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 1.5以上に設計した。

鉄筋及びコンクリートの力学特性を表2に示す。コンクリート打設は縦打ちとした。南北方向の加力装置を図2に示す。

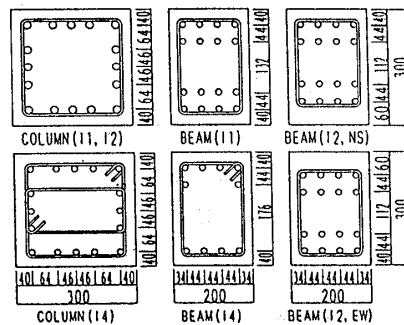


図1 試験体の配筋(単位:mm)

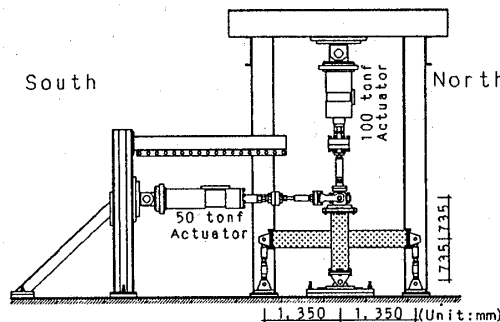


図2 加力装置(南北方向)

表1 試験体諸元

試験体名	I 1	I 2	I 4
(a) 梁 (NS方向)			
上端筋	8-D16	8-D16	6-D16
pt (%)	3.34	3.34	2.43
下端筋	8-D16	8-D16	4-D16
pt (%)	3.34	3.65	1.53
スラップ	2-U6.4	2-U6.4	2-D6
@ (mm)	35	35	40
pw (%)	0.86	0.86	0.80
(b) 梁 (EW方向)			
上端筋		8-D16	
pt (%)		3.65	
下端筋		8-D16	
pt (%)		3.34	
スラップ		2-U6.4	
@ (mm)		35	
pw (%)		0.86	
(c) 柱 (I 1、I 2は共通)			
主筋	16-D19		16-D16
pg (%)	5.10		3.54
7-7	2-U6.4		4-D6
@ (mm)	40		50
pw (%)	0.50		0.85
軸力(tonf)	32.40		9.70
(d) 接合部			
7-7	3-R6	4-R6	3-R6
sets	3	2	3
pw (%)	0.40	0.39	0.37

表2 材料特性
(a) コンクリート

試験体	圧縮強度	引張強度	割線剛性
I1、I2	1,007	43	4.0
I4	405	28	2.9

(b) 鉄筋

呼び名	降伏強度	引張強度
D19(I1, I2 柱主筋)	7,610	8,220
D16(I1, I2 梁主筋)	8,140	8,770
D16(I4 柱、梁主筋)	3,770	5,600
U6.4(I1, I2 補強筋)	13,340	14,260
D6(I4 柱、梁補強筋)	3,780	5,090
R6(接合部補強筋)	2,400*	3,430

注) 単位: kgf/cm²
割線剛性は圧縮強度の1/4時(x10⁵)
*: 0.2% offset 降伏強度

*1 東京大学大学院
*2 千葉大学工学部建築学科
*3 東京大学工学部建築学科

試験体の柱頭部に取り付けたアクチュエータにより、一定の軸力(表1)を保持しながら水平方向正負繰り返し載荷した。

加力履歴を図3に示す。試験体I1、I4は一方向加力、試験体I2は二方向加力である。加力方法はすべて変位制御で、層間変形角(以下、Rと略す) 1/15 rad(南北方向半サイクル)まで加力した。ただし、試験体I1は R=1/50、R=1/25 radを1サイクルずつ加力履歴に追加した。試験体I2は、一方向加力(南北方向後東西方向)時には R=1/200、1/75、1/33 radで1サイクル、二方向加力時には R=1/100、1/50、1/25 radで2サイクルずつ加力した。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、層せん断力は水平方向の測定荷重を軸力の水平変位に伴うP-Δ効果で補正した値である。

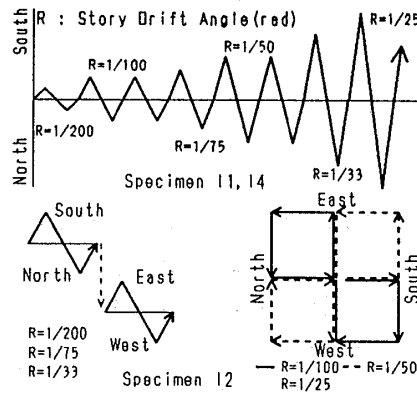


図3 加力履歴

図4に示す。試験体I1は、R=1/50 rad(1988.11、R=1/50 rad 2サイクル加力途中、加力装置の故障のため中止、1991.4、その後の履歴から加力再開)までに梁主筋の降伏や各部材の大きな損傷がなかった(文献[2]参照)。R=1/33 radピーク時に梁主筋の1段筋が降伏し、その後、梁付け根及び接合部パネルでのコンクリートが圧壊剥落した。

3. 実験結果及び検討

試験体I2は、東西、南北方向ともに R=1/200 rad以前に梁、柱での曲げひび割れ及び接合部パネルでのせん断ひび割れ(接合部内横補強筋のひずみが増加する時とした)が発生した。梁主筋の降伏は、南北方向の1段筋が R=1/33 radピーク時、2段筋が R=1/17 rad時に、また、東西方向が1、2段筋ともに R=1/25 rad (1サイクル) 南から西への加力時(ピーク直前)に起こった。R=1/25 rad 2サイクル目正方向加力(南→西)以後から柱及び梁付け根部分でのコンクリートが大きく圧壊剥落した。

試験体I4は、R=1/400 rad以前に梁、柱での曲げひび割れ及び接合部パネルでのせん断ひび割れが発生した。梁主筋の1段筋が R=1/75radピーク時に、2段筋が R=1/50 radピーク直前に降伏し、R=1/15 rad 時に接合部パネルでのコンクリートが圧壊剥落した。

層せん断力-層間変形角関係を図5に示す。高強度材料を用い

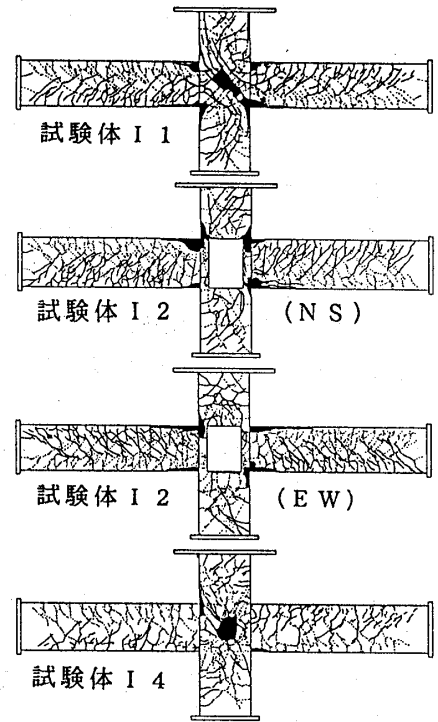


図4 実験終了時のひび割れ状態

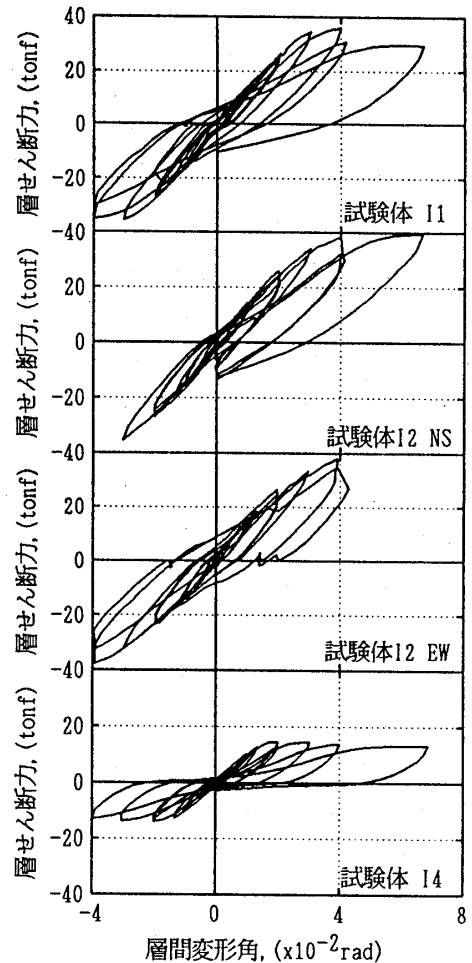


図5 層せん断力-層間変形角関係

た試験体(I1、I2)は R=1/50 radまではほぼ弾性的に挙動した。試験体I1(平面)は R=1/25 rad時に最大耐力に達し、その後、接合部でのコンクリートの圧壊によって耐力低下を示したが、試験体I2(立面)は最終サイクル(南北方向)までも耐力が上昇した。普通強度材料を用いた試験体I4は、R=1/50 rad程度で最大耐力に達しその後穏やかな耐力低下を示した。2回目の繰返し荷重による耐力低下は、試験体I1、I2が R=1/25 rad時に 15%、試験体I4が R=1/50 rad時に11%程度であった。

正方向ピーク時の接合部入力せん断応力度-層間変形角関係を図6に示す。縦軸は接合部入力せん断応力度(τ)をコンクリートの圧縮強度(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。また、試験体I2のせん断応力度及び層間変形角は2方向のベクトル和として示した。接合部の入力せん断応力度は、試験体I1、I2NS、I2EW、I4順に、斜ひび割れ時が 31、27、26、20 kg/cm²、最大耐力時が 251、292(R=1/15)、266(R=1/25)、88 kg/cm²程度であった。普通強度材料(I4)に比べて高強度材料(I1、I2)を用いた試験体のほうが初期剛性が低く、また、最大接合部入力せん断応力度は平面試験体(I1)より立体試験体(I2)のほうが直交部材の拘束効果によって 1.3倍程度高く、しかも最終加力サイクルまで接合部のせん断破壊は起こらなかった。

正方向ピーク時の層間変形角に占める柱、梁及び接合部の変形成分を図7に示す。接合部変形成分は、試験体I1、I4が接合部パネルの水平、鉛直及び斜め方向の変位計(各二つずつ)によって、試験体I2は層間変形から梁と柱の変形成分を引いて求めた。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。平面試験体(I1、I4)は R=1/25 radで接合部せん断変形成分が大きい(全体変形成分の 40%程度)が、立体試験体(I2)は最後サイクルに至るまで梁の変形成分が大きくなり、梁変形が試験体全体の挙動を支配した。

破壊モードは、試験体I4は接合部が R=1/25 radで破壊したから梁主筋降伏後の接合部破壊型、試験体I2は接合部が最終サイクルまで破壊しなかったことから梁曲げ破壊型、試験体I1は最大耐力が曲げ解析によって求めた梁終局時の計算値(コンクリートの圧縮歪が 0.3%に達した時)の 85%程度(梁主筋の1段筋目降伏時の計算値に相当)しか到達しなかったことから接合部破壊型と判断した。

等価粘性減衰定数は R=1/50 rad(2 サイクル目)の時に試験体I4(普通強度材料)が 8%、試験体I1(高強度材料)が 4%程度、R=1/25 rad(1 サイクル目)の時に試験体I4が 14%、試験体I1が 11%程度になった。

梁主筋の付着指標が同じ試験体(実験概要参照)でも、使用材料の強度(鉄筋の塑性化の時点)の差によってエネルギー吸収能力が異なった。

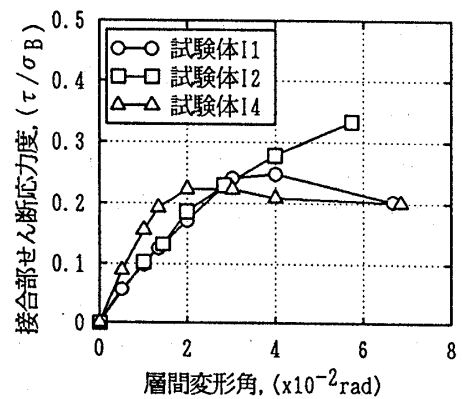


図6 せん断応力度-層間変形角関係

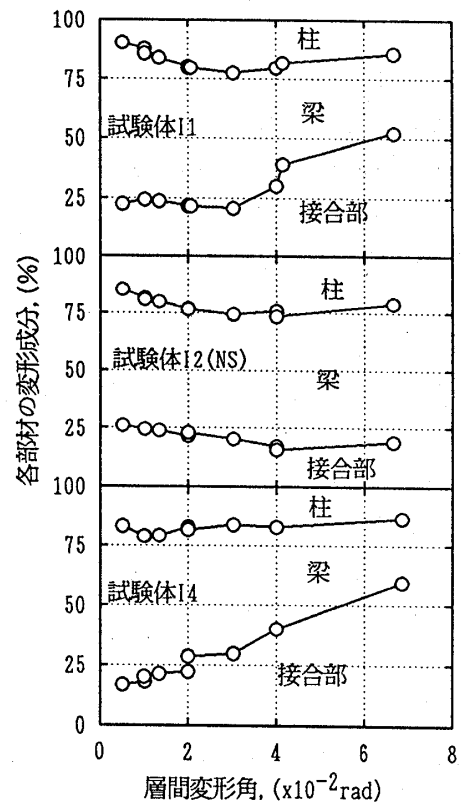


図7 各部材の変形成分

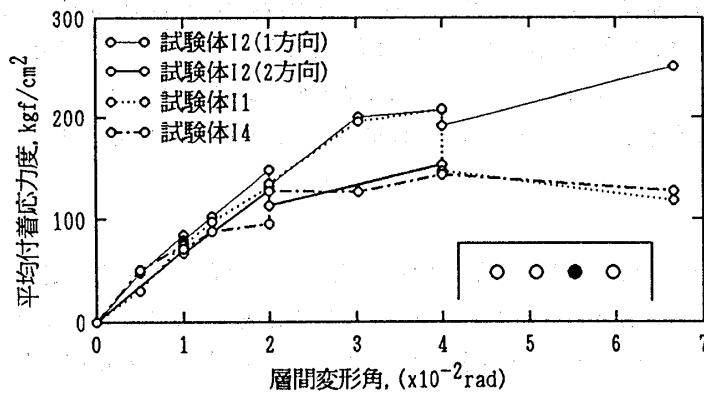


図8 接合部中央部の平均付着応力度

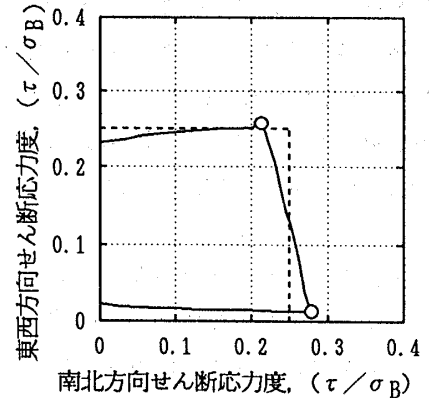


図9 接合部入力せん断応力度の軌跡

各サイクル正方向ピーク時の梁上端筋 1 段目(南北方向)の平均付着応力度関係を図 8 に示す。梁主筋の平均付着応力度は接合部内中央部 10 cm 区間(柱芯から左右 5 cm ずつ)での値である。ここで、平均付着応力度は、Ramberg-Osgood 関数を用いて測定ひずみを応力度に換算し、その差によって定めた。試験体 12 は $R=1/25$ rad での付着応力度の比率(二方向/一方向)が 75% 程度で、その時(二方向加力)の層せん断力の低下も 78% 程度である。 $R=1/25$ rad までに、試験体 11(一方向)と試験体 12(二方向)の平均付着応力度の差は殆どなく、その以後からはむしろ試験体 12 の付着応力度が上昇した。

試験体 12 の $R=1/25$ 1 サイクル加力時の接合部入力せん断応力度(コンクリート圧縮強度で基準化)の軌跡を図 9 に示す。実線が試験体 12 の軌跡、破線が試験体 11(平面)の最大接合部せん断応力度を南北、東西方向に示す。2 方向加力を受ける柱主筋の二軸相関によって接合部に入力するせん断力も低下する。本実験の範囲では、試験体 12 の接合部が最終加力まで破壊しなかったことから、接合部入力せん断力を二方向独立に考えてもよい。

4. まとめ

高強度材料を用いた柱梁接合部の繰り返し実験を行ない、次のような結果が得られた。

- (1) 一方向加力の平面試験体よりも二方向加力の立体試験体の接合部せん断強度が直交部材の拘束効果によって 1.3 倍程度高くなった。
- (2) 一方向(平面)と二方向(立体)加力時の接合部中央部梁主筋の付着応力度の差はなかった。
- (3) 高強度材料よりも普通強度材料を用いた試験体の方が梁主筋の早期塑性化によってエネルギー消費が大きくなった。
- (4) 柱の降伏曲面の二軸相関を考慮すれば、接合部入力せん断力を二方向独立に考えてもよい。

5. 謝辞

本研究は、文部省科学研究費補助金(総合研究 A、一般研究 A)及び(株)大成建設技術研究所の援助によって行なった。試験体制作、実験実施にあたり御協力頂いた東京大学工学部建築学科助手 細川洋治、田才晃両先生及び青山・小谷研究室の大学院生、宇都宮大学構造研究室の卒論生諸氏に厚く感謝致します。

6. 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] 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