

論文

[2085] 軽量コンクリートを用いたRC柱・梁接合部の耐震性能

正会員 ○遠藤 芳雄 (清水建設設計本部)
 嘉村 武浩 (東京大学大学院)
 正会員 小谷 俊介 (東京大学建築学科)
 正会員 青山 博之 (東京大学建築学科)

1. はじめに

近年、RC造建物の高層化に伴い、コンクリートの高強度化や軽量化への要求が高まっているが、軽量コンクリートを用いた部材実験データは少なく、日本建築学会刊行の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説[1]では、軽量コンクリートの設計基準強度上限値を 270 kgf/cm²としている。柱・梁接合部に関しては、1990年に日本建築学会から出された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[2] (以下、指針と略す) において、耐震設計規定が初めて明文化されたが、軽量コンクリートは適用外としている。

そこで本研究では、設計基準強度 270 kgf/cm²を超える軽量コンクリートを用いたRC内柱・梁接合部の、梁主筋の接合部内付着性状と接合部のせん断性状に関する基礎的な資料を得ることを目的として、十字形平面柱・梁接合部2体の実験を行い、コンクリート種別がパラメータである既往の試験体との比較検討を行った。

2. 実験概要

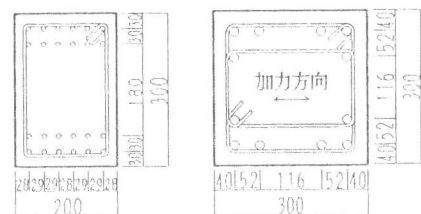
試験体は、実物の約 1/2の十字形平面柱・梁接合部2体 (試験体 HC、LA1) で、平面骨組に水平力を加えた時の柱および梁の反曲点位置で切り出したものである。形状・寸法は、既往の試験体 HLC[3]、A1[4]と同一で、梁断面 20x30 cm、柱断面 30x30 cm、柱芯から梁支持点までが 135 cm、梁芯から上柱加力点および下柱支持点までが 73.5 cmである。また梁および柱の主筋は接合部内を通し配筋とする。試験体諸元を表1に、梁および柱断面を図1に示す。

試験体 HCは、梁主筋の接合部内付着性状を検討するための普通コンクリート試験体であり、軽量コンクリート試験体 HLC[3]の挙動と比較検討する。一方、試験体 LA1は、接合部のせん断強度を検討するための軽量コンクリート試験体であり、普通コンクリート試験体 A1[4]の挙動と比較検討する。

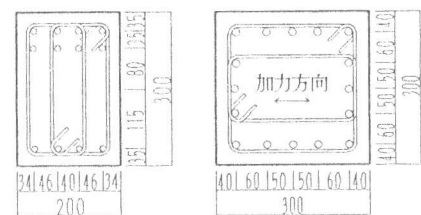
表1 試験体諸元

試験体名	HC	LA1	HLC	A1
(a) 梁				
上端筋	12-D10	8-D13	12-D10	8-D13
p t (%)	1.68	2.05	1.68	2.05
下端筋	12-D10	4-D13	12-D10	4-D13
p t (%)	1.68	0.96	1.68	0.96
横補強筋	2-D6	4-D6	2-D6	4-D6
@ (mm)	50	40	50	40
p w (%)	0.64	1.60	0.64	1.60
(b) 柱				
主筋	12-D16	16-D16	12-D16	16-D16
p g (%)	2.65	3.54	2.65	3.54
横補強筋	4-D6	4-D6	4-D6	4-D6
@ (mm)	50	40	50	40
p w (%)	0.85	1.07	0.85	1.07
(c) 接合部				
横補強筋	2-D6	3-6.3φ	2-D6	3-6φ
組数	2	3	2	3
@ (mm)	60	45	60	45
p j h (%)	0.36	0.70	0.36	0.63

(*) 中段に3-5φ、上・下段に3-7φを配筋したので、便宜上、鉄筋径を
 $\phi = (5 \times 1 + 7 \times 2) / 3 = 6.3(\text{mm})$
 とし、p j hもそれにより計算した。



梁断面(HC、HLC) 柱断面(HC、HLC)



梁断面(LA1、A1) 柱断面(LA1、A1)

図1 梁・柱断面図(単位:mm)

材料強度を表2に示す。なお同表には、比較対象となる試験体の材料強度も示す。コンクリート強度は、比較試験体のコンクリート実強度と同等となるように設定し、コンクリートの打設は縦打ちとした。コンクリートの実圧縮強度は、試験体 HC、LA1の順に、423、355 kgf/cm²であった。また、試験体 HCでは、梁曲げ降伏時の接合部内の梁主筋付着応力度を低くして付着を良好とするため、梁主筋には D10 (SD35) を使用した。試験体

LA1では、接合部入力せん断力を大きくするため、梁主筋に D13 (SD80相当) を使用した。

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、柱頭に一定の鉛直荷重（軸方向応力度で 20 kgf/cm²）と繰り返し水平荷重を加えた。また、1基のアクチュエータを加力方向と直交する水平面内に取り付け、試験体を支持した（加力装置は[5]参照）。なお、層せん断力は、水平方向の測定荷重を鉛直荷重の水平変位に伴う P-Δ 効果で補正した。加力履歴は比較する既往の試験体[3][4]と同一にした。

3. 実験結果の概要

層せん断力-層間変位関係を、対応する試験体で比較して、図2に示す。

試験体 HLC、HCの梁主筋は、層間変形角 1/46 radのサイクルで、上端、下端とも、危険断面において降伏した。層間変形角 1/46 radの変形までには、履歴形状に顕著な相違はないが、それ以降の変形における耐力低下は、軽量コンクリート試験体 HLCの方が大きい。

一方、試験体 LA1、A1の梁主筋は、降伏しなかった。各サイクルピーク時における層せん断力は、試験体 LA1の方が若干大きい、その理由は、試験体 LA1のコンクリート圧縮強度が、試験体 A1と比較

表2 材料強度 (単位:kgf/cm²)

試験体名	HC	LA1	HLC	A1
コンクリート				
種別	普通	軽量	軽量	普通
圧縮強度	423	355	414	312
引張強度	31.5	26.7	31.9	25.6
梁主筋	3810	8170	3750	7950
柱主筋	3760	5610	3670	5500
横補強筋				
梁・柱	4280	4280	3800*1	4300
接合部	2880	2750*2	2960	3260
		3080*3		

(*1)0.2% offset強度、(*2)5φの降伏点強度、(*3)7φの降伏点強度

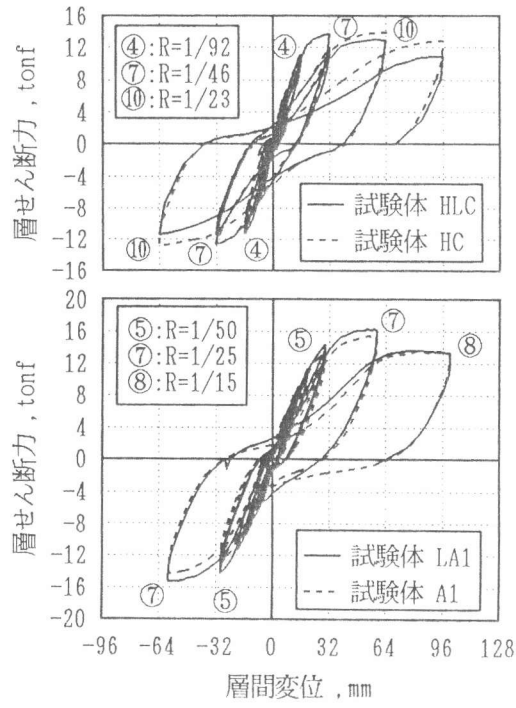


図2 層せん断力-層間変位関係

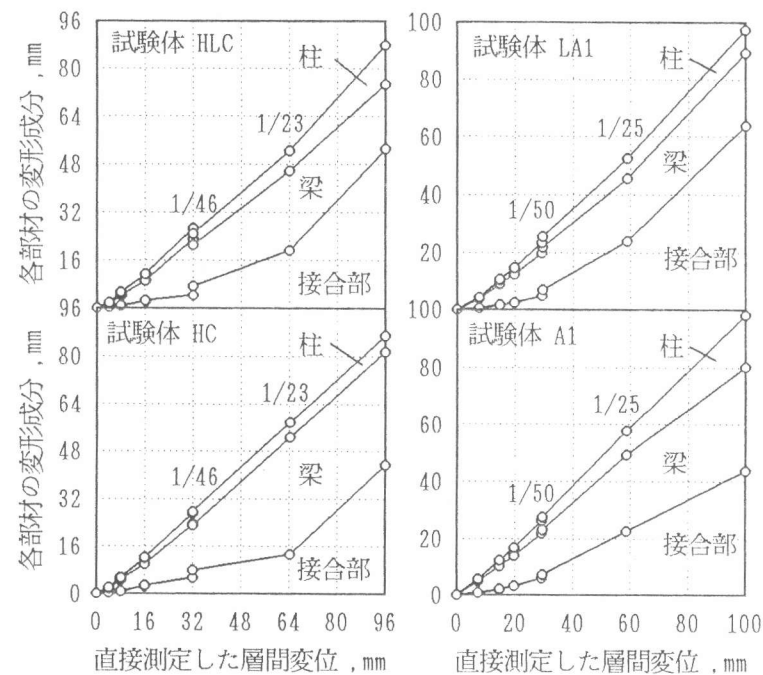


図3 各部材の変形成分

して、40 kgf/cm² 余り高いためだと思われる。しかし、層間変形角 1/15 radの大変形時における耐力低下は、軽量コンクリート試験体 LA1の方が大きい。

正サイクルピーク時の層間変位に占める、柱、梁お

よび接合部の変形成分の推移を、対応する試験体と比較して、図3に示す。柱、梁および接合部の変形は個々の測定値を用いたため、それらの変形の和は測定された層間変位より小さめになっている。なお、梁主筋の接合部からの抜け出しによる変形は、梁の変形成分に含まれる。

試験体 HLCとHC、および、試験体 LA1とA1を比較すると、層間変形角 1/50 rad程度の変形までには顕著な相違はないが、それ以降の変形における梁変形の減少および接合部変形の増大は、軽量コンクリート試験体の方が大きい。接合部変形の増大が生じて接合部のせん断破壊が生じたのは、試験体 HLC、HCでは層間変形角 1/23 radのサイクル、試験体 LA1、A1では 1/25 radのサイクルであった。即ち、破壊モードは、試験体 HLC、HCが梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊、試験体 LA1、A1が接合部せん断破壊であった。実験結果一覧を表3に示す。梁曲げ降伏した試験体 HLC、HCでは、接合部入力せん断応力度の最大値の実験値と計算値が良く対応した。

4. 梁主筋の接合部内付着性状の検討

梁主筋の接合部内平均付着応力度：試験体 HLC、HCについて、正サイクルピーク時における梁上端筋1段目の梁主筋の接合部内平均付着応力度と層せん断力の関係を、図4に示す。○、□印はそれぞれ試験体 HLC、HCの実験値を示し、梁主筋の接合部内平均付着応力度は、左右梁の危険断面位置に貼付した梁主筋歪ゲージにより測定された歪を応力に変換し、その応力差から付着応力度を算出した。なお、梁主筋降伏後の歪データが測定不能であったため、歪を応力に変換する際には、歪測定値に材料試験で得られたヤング係数（梁主筋 D10のヤング係数は、試験体 HLC、HCの順に 1.76、1.77 kgf/cm²）を掛けて算出した。

また、実線、破線はそれぞれ、e 関数モデルに、材料試験で得られたコンクリート圧縮強度および圧縮強度時歪を代入し、平面保持を仮定した曲げ解析を行って得られた試験体 HLC、HCの理論値である。曲げ解析によれば、コンクリート種別がパラメータである場合、コンクリートの応力-歪度関係の相違から、平均付着応力度は、荷重レベルが同じなら、軽量コンクリート試験体の方が若干大きくなる。

表3 実験結果一覧

試験体	接合部せん断ひび割れ発生時					接合部入力せん断力の最大時							
	Vcol (tonf)	R (10 ⁻³ rad)	*1 実験値 (kgf/cm ²)	*2 計算値 (kgf/cm ²)	実験値/計算値 *2	Vcol (tonf)	R (10 ⁻³ rad)	*1 実験値 (kgf/cm ²)	*3 計算値 (kgf/cm ²)	*4 計算値 (kgf/cm ²)	実験値/計算値 *3	実験値/計算値 *4	
HC	6.64	4.98	41.8	40.3	1.04	13.8	21.8	86.3	73.0	81.0	0.204	1.18	1.06
LA1	5.18	4.54	31.5	35.3	0.89	16.3	39.0	100.3	137.6	141.5	0.283	0.73	0.71
HLC	5.87	4.37	35.4	40.7	0.87	13.6	21.8	84.9	73.0	79.7	0.205	1.16	1.07
A1	4.57	3.28	26.7	34.2	0.78	15.3	38.4	94.6	133.3	136.8	0.303	0.71	0.69

実験値：接合部せん断応力度、計算値：接合部せん断応力度
Vcol：層せん断力、R：層間変形角、σ_n：コンクリート圧縮強度

*1) $\tau_p = [\sum(M_b/j_b) - Vcol] / (b_j \cdot D_c)$

M_b: 梁端モーメント、j_b: 梁の応力中心間距離 [j_b=7/8d、d: 梁有効せい]、Vcol: 層せん断力、b_j: 接合部有効幅 [b_j=(b_b+b_c)/2、b_b: 梁幅、b_c: 柱幅]、D_c: 柱せい

*2) $c \tau_p = \sqrt{\sigma_c^2 + \sigma_t \cdot \sigma_c}$ [σ_t: コンクリート引張強度、σ_c: 柱軸方向応力度]

*3) *1で M_b=0.9·a_s·σ_s·d とした値 a_s: 引張鉄筋断面積、σ_s: 引張鉄筋降伏点強度、d: 梁有効せい

*4) *1で M_b=M₀ とした値 M₀は、平面保持を仮定した断面曲げ解析より求めた梁曲げ終局モーメント。ただし、圧縮コンクリートの歪が 0.003に達した時を終局状態とし、材料の応力-歪度関係には、鉄筋では完全弾塑性モデル、コンクリートでは修正 Kent-Parkのモデル[6]を使用した。

*5) *3、*4では、Vcol=(l_b/l_c)∑ M₀/l_c [l_b: 梁のスパン長さ、l_c: 柱のスパン長さ]

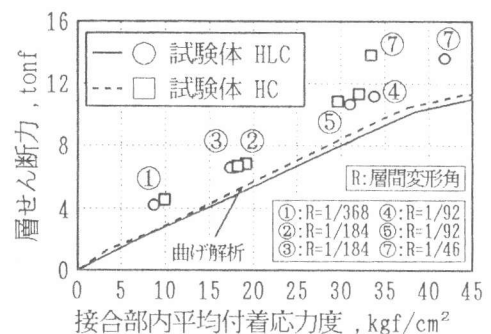


図4 層せん断力-接合部内平均付着応力度関係

両試験体とも、平均付着応力度の理論値と実験値の差は、荷重レベルの増加とともに大きくなり、付着劣化が徐々に進行したことを示したが、理論値から実験値への移行量は同等で、コンクリート種別による顕著な相違はなかった。ただし、梁曲げ降伏の生じた層間変形角 1/46 radの変形においては、理論値から実験値への移行量の大小から、軽量コンクリート試験体 HLCの方が、接合部内の平均的な付着性状は良好であったと考えられる。

次に、各変形振幅の第1サイクル目ピーク時の梁1段目上端筋の付着応力度分布を図5に示す。実線、破線は加力方向の正、負を示し、付着応力度の算出方法は前記と同様である。

両試験体とも各区間の付着応力度は、変形の増大に伴って徐々に増加しており、顕著な付着劣化は生じていない。また、梁曲げ降伏の生じた層間変形角 1/46 radのサイクルまでは、接合部内における最大付着応力度の発生位置は、試験体 HLCでは接合部圧縮領域、試験体 HCでは接合部中央部になっている。なお、接合部中央部における付着応力度の最大値は、試験体 HLC、HCの順に、67.9、105.8 kgf/cm²であったが、最大応力度に達したのが最終サイクルであったため、付着強度に達したかどうかは不明である。

等価粘性減衰定数：文献[5]に示されている等価粘性減衰定数 h_{eq} と梁主筋付着指標 μ の関係のグラフに、本研究の試験体 HLC、HCの実験結果を追加したものを図6に示す。なお、梁主筋付着指標 μ は次式(1)の様に表せ、一方 h_{eq} は、梁降伏が先行して層間変形角 1/50 radの変形まで接合部がせん断破壊しなかった試験体について、層間変形角約 1/50 radでの繰り返し载荷2回目の負方向半サイクルの層せん断力-層間変位関係履歴面積を基準化することにより求めた。

$$\mu = d_b \cdot \sigma_y / (D \sqrt{\sigma_n}) \quad (1)$$

ここに、 d_b ：梁主筋径(cm)、

σ_y ：梁主筋降伏点強度(kgf/cm²)、

D ：柱せい(cm)、

σ_n ：コンクリート圧縮強度(kgf/cm²)

指針[2]では、層間変形角 1/50 rad程度の時に $h_{eq} = 0.1$ 程度が確保できることを付着劣化の限界条件として、 μ の値を10程度以下にすることを提案している。試験体 HLC、HCにおける μ の値はともに 5.9であり、指針の提案を満足しているが、指針の条件に相当する層間変形角 1/46 radにおける h_{eq} は 0.10を下回っている。これは、梁降伏が層間変形角 1/46 radのサイクルで生じたため、そのサイクルのピーク時における塑性率が小さく、復元力特性が弾性的な挙動であったことが

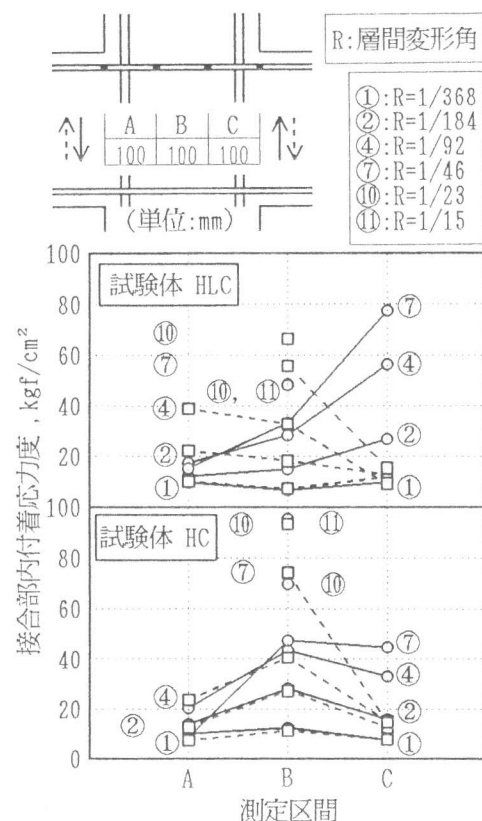


図5 接合部内付着応力度分布

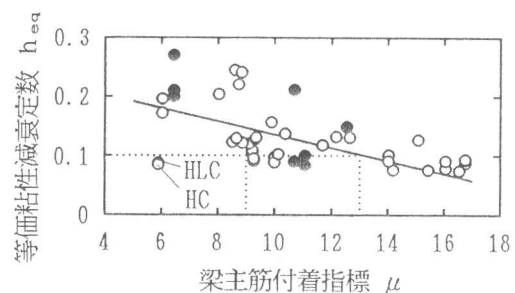


図6 等価粘性減衰定数-梁主筋付着指標関係

原因であると考えられる。試験体 HLC、HCについて、各変形振幅の1回目負方向半サイクルおよび層間変形角 1/184、1/92、1/46 radの2回目負方向半サイクルにおける等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移を図7に示す。黒印は、梁降伏したサイクルを示すが、梁塑性率の増大により h_{eq} は増大している。従って、 h_{eq} の大小を検討する際には、 h_{eq} を求める層間変形角での梁塑性率に留意することが必要で、層間変形角 1/50 rad という様な、梁塑性率を考慮しない絶対変位での h_{eq} の比較には問題があると思われる。しかし、 h_{eq} の推移には、コンクリート種別による顕著な相違はないので、 h_{eq} が梁主筋の接合部内付着性状の良悪の指標になるとすれば、梁主筋の接合部内付着性状にはコンクリート種別による顕著な相違はないと考えられる。

5. 接合部のせん断性状の検討

接合部入力せん断応力度-接合部せん断変形角関係を、対応する試験体で比較して、図8に示す。縦軸は接合部入力せん断応力度 V_p をコンクリートの実圧縮強度 σ_B で基準化したもの、横軸は接合部せん断変形角である。接合部入力せん断応力度の算出方法は、表3の*1)に示した通りである。

接合部の復元力特性は、層間変形角が 1/50 rad程度までであれば、コンクリート種別による顕著な相違はない。しかし、それ以後の大変形においては、軽量コンクリートを用いた場合の方が、接合部せん断応力度の減少や接合部せん断変形角の増大が顕著である。

試験体 LA1、A1は、接合部せん断破壊により接合部せん断応力度の最大が決定したので、その値が各試験体のせん断強度と考えられる。指針[2]においては、接合部せん断強度 τ_{ju} がコンクリート圧縮強度 σ_B に比例すると仮定し、 $\tau_{ju} = 0.30\sigma_B$ を提案しているが、本研究の試験体におけるせん断強度は、試験体 LA1、A1の順に、 $0.28\sigma_B$ 、 $0.30\sigma_B$ である。従って、 τ_{ju} が σ_B に比例すると仮定すれば、軽量コンクリートを用いた場合の接合部のせん断強度は、普通コンクリートを用いた場合と比べて1割程度低くなることになる。

ここで、破壊モードが接合部せん断破壊型の軽量コンクリート試験体13体における、 τ_{ju} と σ_B の関係を●印で図9に示す。○印は指針[2]

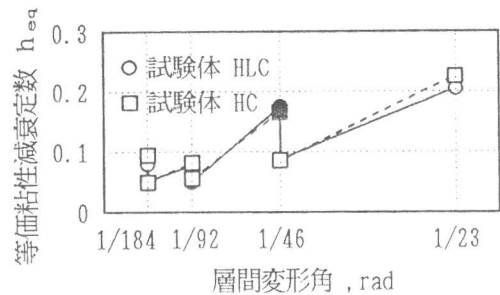


図7 等価粘性減衰定数の推移

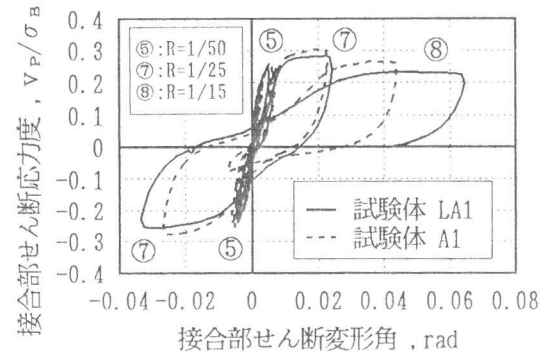
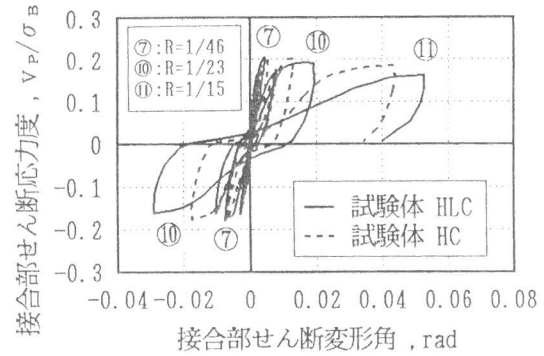


図8 接合部せん断応力度-接合部せん断変形角関係

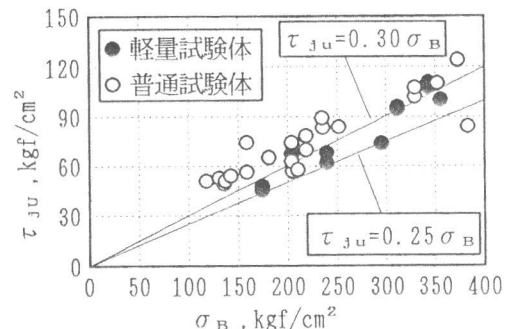


図9 接合部せん断破壊型試験体における τ_{ju} - σ_B 関係

に掲載されている接合部せん断破壊型の普通コンクリート試験体24体である。この図においても、軽量コンクリートを用いた場合には、せん断強度が低下する傾向が読み取れ、 $\tau_{ju}=0.25\sigma_c$ 程度が下限となっている。なお、同図の軽量コンクリート試験体データには、本研究の試験体 LA1の他に、既往の十字形平面柱・梁接合部試験体[7][8][9][10][11]の実験データを使用した。

6. 結論

①梁主筋付着指標が6程度である場合、梁主筋の接合部内付着性状には、コンクリート種別による顕著な相違はない。

②層間変形角が1/50 rad程度までであれば、接合部の復元力特性には、コンクリート種別による顕著な相違はない。しかし、それ以後の大変形においては、軽量コンクリートを用いた場合は、普通コンクリートを用いた場合と比較して、接合部せん断応力度の減少や接合部せん断変形角の増大が顕著となる。

③軽量コンクリートを用いた柱・梁接合部のせん断強度は、普通コンクリートの場合よりも、低くなる傾向がある。

謝辞

本研究は高強度人工軽量骨材委員会（主査：広沢雅也（建設省建築研究所））の一環として行われたものである。試験体製作・実験実施にあたり御協力いただいた八洋コンクリートコンサルタント(株)、日本メサライト工業(株)、日本セメント(株)、フジタ工業(株)、千葉大学工学部助手北山和宏、東京大学工学部助手細川洋治、田才晃の両氏に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- [1]日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1988
- [2]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
- [3]遠藤芳雄・今川俊文・小谷俊介・青山博之：軽量コンクリートを用いたRC柱・梁接合部の実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集 12-2、pp. 663-668、1990
- [4]北山和宏・小嶋千洋・小谷俊介・青山博之：高せん断力を受ける鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の挙動、コンクリート工学年次論文報告集 11-2、pp. 531-536、1989
- [5]北山和宏・朝倉英博・小谷俊介・青山博之：鉄筋コンクリート造骨組における内柱・梁接合部の耐震設計法、コンクリート工学年次論文報告集 10-3、pp. 491-496、1988
- [6]R. Park, M. J. N. Priestley, and W. D. Gill: "Ductility of Square-Confined Concrete Columns", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, ST4, pp. 929-950, 1982
- [7]大和田義正：鉄筋コンクリート梁・柱接合部における直交梁の効果に関する実験的研究（4）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1511-1512、1980.9
- [8]大和田義正：鉄筋コンクリート梁・柱接合部における直交梁の効果に関する実験的研究（5）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1437-1438、1981.9
- [9]大和田義正：二方向地震入力を考慮したRC梁・柱接合部の弾塑性挙動に関する研究（2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1869-1870、1984.10
- [10]高木和明・永井義規・高田周三・榊原英雄・小倉弘一郎：ダブルスパイラルフープを用いた組立鉄筋コンクリート構造に関する実験的研究 その5・RC柱-梁接合部（十字形）に関する実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1581-1582、1977.10
- [11]林和也・狩野芳一・寺岡勝・藤原敏夫・小林勝巳・佐藤和彦：鉄筋コンクリート造十字形柱・はり接合部の力学性状に関する研究（その2）加力実験による力学性状の検討-実験及び実験結果の概要-、（その3）加力実験による力学性状の検討-実験結果の検討-、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造II、pp. 117-120、1986.8