

論文

[2111] 軽量コンクリートを用いたRC柱・梁接合部の実験的研究

正会員 ○遠藤 芳雄 (東京大学大学院)

今川 俊文 (日建設計)

正会員 小谷 俊介 (東京大学工学部)

正会員 青山 博之 (東京大学工学部)

1. はじめに

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。しかし、軽量コンクリートを用いたRC部材の実験データは少なく、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/cm^2 にしている。高強度軽量コンクリートの設計法を確立するには、部材実験により構造特性を明らかにする必要がある。

本研究では、軽量コンクリートを用いた内柱・梁接合部の、梁主筋の接合部内付着性能と復元力特性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3体の実験を行った。実験変数は、軽量コンクリートの強度 ($L_c: 260, 360$) と梁主筋の接合部内付着特性 (良、悪) である。また、普通コンクリートを用いて同等な付着特性を有する既往の柱・梁接合部の挙動と比較検討した。

軽量コンクリートを用いた梁主筋の接合部内付着特性は、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説[2]に基づいて判断した。すなわち、梁降伏する内柱・梁接合部において、接合部の両端における梁主筋応力度の変化分が降伏点強度 σ_y (kgf/cm^2) に比例し、付着強度がコンクリート圧縮強度 σ_B (kgf/cm^2) の平方根に比例すると仮定すると、柱せい D (cm) と梁主筋径 d_b (cm) の比は、

$$D/d_b \geq \sigma_y / \mu \sqrt{\sigma_B}$$

を満たさねばならない。ここに、 μ は梁主筋付着指標と呼ぶ比例定数である。指標 μ の値を小さくする程、付着強度を低く抑えていることになる。設計に必要な μ の値を特に規定していないが、解説で $\mu = 10$ 程度を提案している。ただし、実験データの少ない軽量コンクリートについては適用外としてある。

2. 実験概要

2.1. 試験体

試験体は、実物の約 $1/2$ の十字形平面柱・梁接合部3体 (試験体 LC1、HLC、HLJ) 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、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 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。

コンクリートの種別は軽量コンクリートとし、設計基準強度は、試験体 LC1で 260 kgf/cm^2 、試験体 HLCおよび HLJで 360 kgf/cm^2 とし、コンクリートの打設は縦打ちとした。また、試験体 LC1および HLC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が良好となるよう ($\mu = 6$ 程度) に、試験体 HLJでは梁主筋付着応力度を高くして他の2体よりも付着が厳しくなるよう ($\mu = 9$ 程度) に設計した。なお実験変数は、既往の普通コンクリートの実験と比較できるように選定した。試験体諸元を表1に、梁および柱断面を図1に示す。試験体により梁主

筋の接合部内の付着状態を変えるため、梁主筋に用いた異形鉄筋の材種と径は、試験体 LC1では SD24の D10、試験体 HLCでは SD35の D10、試験体 HLJでは SD35の D16とした。

2.2 材料特性

コンクリートの圧縮強度は、試験体 LC1、HLC、HLJの順に、286 kgf/cm²、414 kgf/cm²、457 kgf/cm²であり、割裂引張強度は、25.6 kgf/cm²、31.9 kgf/cm²、29.1 kgf/cm²であった。

梁主筋の降伏点強度は、試験体 LC1の D10で 3190 kgf/cm²、試験体 HLCの D10で 3750 kgf/cm²、試験体 HLJの D16で 3670 kgf/cm²であった。柱主筋はすべて D16で、降伏点強度は 3670 kgf/cm²であった。接合部の横補強筋は D6で、降伏点強度は 2960 kgf/cm²、柱および梁のせん断補強筋は D6で、降伏点強度は 3800 kgf/cm² (0.2% offset強度) であった。

材料の実強度に基づく梁主筋付着指標 μ の値は、試験体 LC1、HLC、HLJの順に、6.0、5.9、9.1であった。

2.3. 実験方法

試験体の両梁端はピン・ローラー支持、下柱はピン支持とする。上柱加力点には3基のアクチュエータを取り付け、1基で一定の鉛直荷重(軸方向応力度で 20 kgf/cm²)を加え、1基で繰り返し水平荷重を加える。残り1基は試験体を支持するために加力方向と直交する水平面内に取り付ける(加力装置は[3]参照)。なお、

本論文でいう層せん断力は、水平方向アクチュエータの測定荷重を鉛直荷重の水平変位に伴う P- Δ 効果で補正した値である。加力履歴は3体共通で、既往の普通コンクリートを用いた試験体 C1[4]の実験結果と比較するため、層間変形角 1/368 radで1サイクル、その後、層間変形角 1/184、1/92および 1/46 radで2サイクルずつ加力した後、1/23 radで1サイクル、1/15 radで半サイクル加力した。途中に 1/184 radの小サイクルを2つ入れたので全サイクル数は11である。

3. 実験結果

3.1. ひび割れ状態

層間変形角 1/15 rad のピーク時のひび割れ状態を図2に示す。試験体3体とも、まず梁に曲げひび割れが分散して発生し、梁のひび割れは同じ変位で同様なパターンを示した。しかし、梁の曲げ降伏後は、試験体 LC1では、梁危険断面から約 20 cmの範囲に大きな曲げひび割れが発生したのに対し、試験体 HLCおよび HLJでは、層間変形角 1/15 radの大変形でも梁端のひび割れは余り増えなかった。接合部のせん断ひび割れは、試験体 HLJが、試験体 LC1や HLCに

表1 試験体緒元

試験体名	LC1	HLC	HLJ
(a) 梁 (b×D=200mm×300mm)			
上端筋	12-D10	12-D10	5-D16
pt(%)	1.68	1.68	2.05
下端筋	6-D10	12-D10	5-D16
pt(%)	0.79	1.68	2.05
せん断補強筋	2-D6	2-D6	2-D6
@(mm)	50	50	50
pw(%)	0.64	0.64	0.64
(b) 柱 (b×D=300mm×300mm)			
主筋	12-D16	12-D16	12-D16
pg(%)	2.65	2.65	2.65
せん断補強筋	4-D6	4-D6	4-D6
@(mm)	50	50	50
pw(%)	0.85	0.85	0.85
(c) 接合部			
横補強筋	2-D6	2-D6	2-D6
組数	3	2	2
@(mm)	52.5	60	44
pw(%)	0.41	0.36	0.48

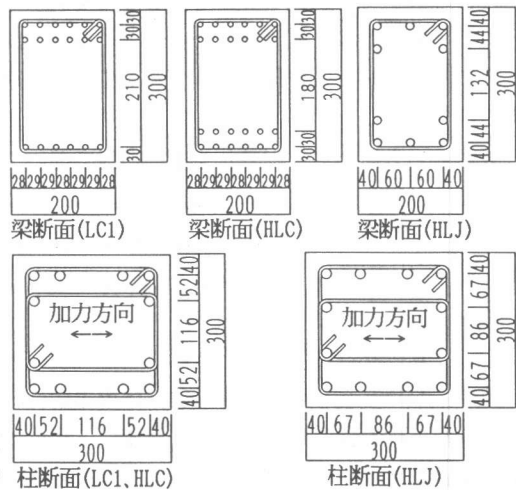


図1 梁・柱断面図(単位:mm)

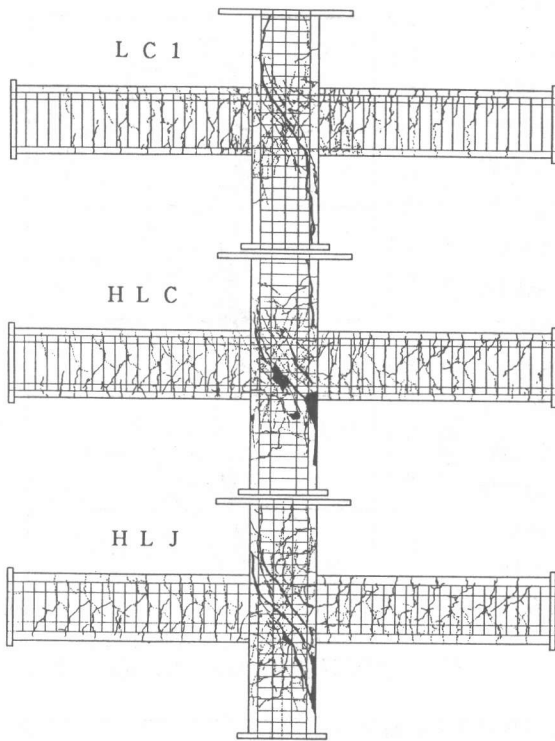


図2 ひび割れ状態(層間変形角 1/15 rad ピーク時)

比べて少なかった。接合部のコンクリート剥落は、試験体 LC1では層間変形角 1/15 radのサイクルで、試験体 HLC、HLJでは層間変形角 1/23 radのサイクルで生じた。

3.2. 層せん断力-層間変位関係

層せん断力-層間変位関係を図3に示す。試験体 LC1では良好な紡錘形履歴であり、耐力低下は層間変形角 1/15 radの大変形でも余りみられない。試験体 HLCおよび HLJでは、層間変形角 1/46 radの2サイクル目において逆S字形の履歴形状を示し、それ以降の耐力低下が顕著になった。層間変形角 1/46 radの同一変形の繰り返しによる耐力低下は、試験体 HLCで 17%、試験体 HLJで 12%であった。

3.3. 梁主筋歪度分布

各変形振幅の第1サイクル目ピーク時の梁1段目上端筋の歪度分布を図4に示す。実線、破線は加力方向の正、負を示す。また、縦軸の歪は引張を正としてある。梁1段目上端筋が降伏した時の層間変形角は、試験体 LC1、HLC、HLJの順に、1/115 rad、1/76 rad、1/65 radであり、平面保持を仮定した断

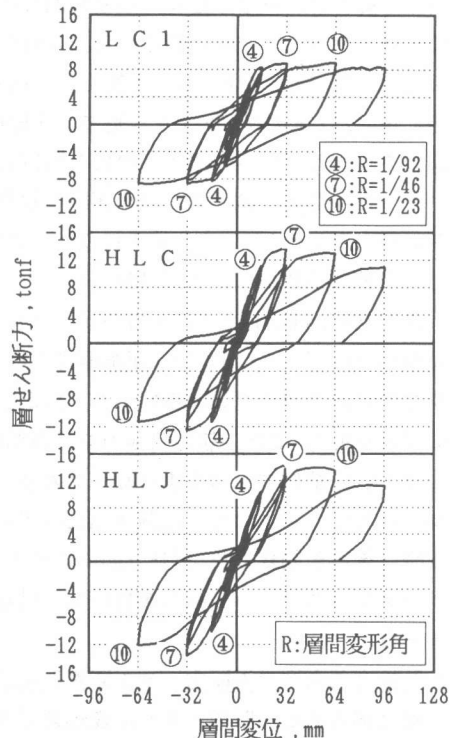


図3 層せん断力-層間変位関係

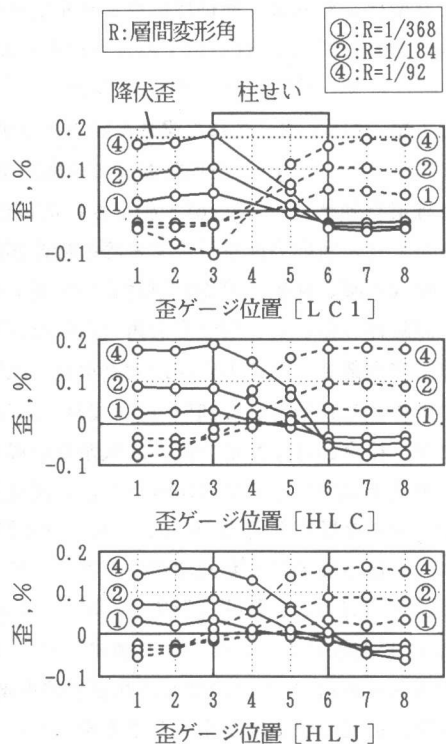


図4 梁1段目上端筋の歪度分布

面曲げ解析によれば、図4に示す範囲では、圧縮側鉄筋は、付着劣化しない限り引張力は負担しない。試験体 LC1 ($\mu = 6.0$) の梁主筋は、降伏した層間変形角 $1/92$ rad の1サイクル目で、圧縮側では圧縮力を負担しており、梁主筋の接合部内付着は良好であった。なお、試験体 LC1の圧縮側鉄筋は、層間変形角 $1/46$ rad の1サイクル目のピーク時においても圧縮力を負担し、付着は良好であった。層間変形角 $1/92$ rad の1サイクル目のピーク時において、試験体 HLC ($\mu = 5.9$) では圧縮側で圧縮歪を示し、梁主筋の接合部内付着は良好であったが、試験体 HLJ ($\mu = 9.1$) では主筋の引張力を接合部内で定着できず、圧縮側でも引張歪となっており、付着性状が劣化していた。なお、試験体 HLCの圧縮側鉄筋は、梁降伏後の層間変形角 $1/46$ rad の1サイクル目のピーク時においても圧縮力を負担し、付着は良好であった。

3.4. 接合部入力せん断力-せん断変形角関係

接合部入力せん断力-せん断変形角関係を図5に示す。縦軸は接合部入力せん断応力度 v_j 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。接合部の入力せん断力 V_j は、以下のように求めた。

$$V_j = \sum (M_b / j_b) - V_{col}$$

ここで、 M_b : 測定された梁せん断力より求めた梁危険断面でのモーメント、 j_b : 梁危険断面での応力中心間距離 ($7/8 d$: d は梁有効せい)、 V_{col} : 測定された層せん断力、である。また、せん断応力度を計算する際の接合部断面積は、接合部有効幅 (梁幅と柱幅の平均) と柱せいで囲まれる面積とした。

試験体3体とも、層間変形角 $1/46$ rad の正サイクルピーク時で接合部せん断応力度が最大となり、試験体 LC1、HLC、HLJの順に、 $0.183\sigma_B$ 、 $0.205\sigma_B$ 、 $0.204\sigma_B$ であった。試験体 LC1では、接合部せん断応力度の最大値を記録した後もせん断応力度の低下は余りみられなかったが、層間変形角 $1/15$ rad のサイクルの層間変形角 $1/22$ rad から、せん断変形角が急激に増大し、接合部のせん断破壊が生じたことを示した。試験体 HLC および HLJでは、層間変形角 $1/46$ rad の2サイクル目から耐力が15%程低下し、その後、層間変形角 $1/23$ rad のサイクルの層間変形角 $1/38$ rad でせん断変形角の増大が顕著となり、接合部のせん断破壊が生じたことを示した。

3.5. 変形特性

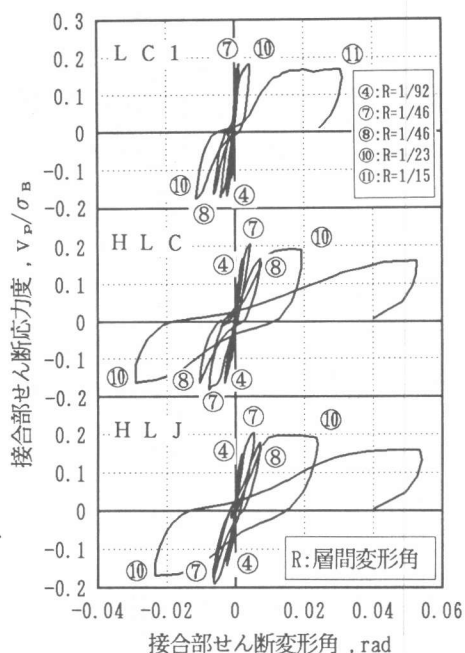


図5 接合部入力せん断力-せん断変形角関係

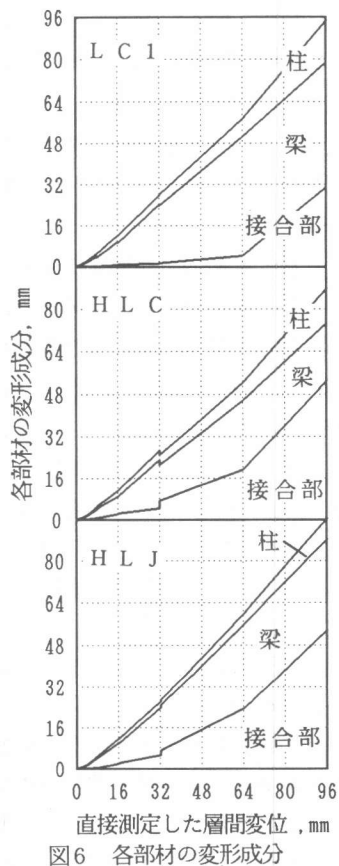


図6 各部材の変形成分

各サイクルの正方向ピーク時における、層間変形に占める、柱、梁および接合部の変形成分を、図6に示す。柱、梁および接合成分とも測定値を用いたため、それぞれの変形の和は測定された層間変位とは必ずしも一致せず、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ている。試験体 LC1は、層間変形角 $1/46 \text{ rad}$ (層間変位 32 mm) の1サイクル目のピークでは梁が全体変形の80%を超え、層間変形角 $1/15 \text{ rad}$ (層間変位 96 mm) のサイクルに入るまでは70%以上を占め、梁端部に曲げヒンジが形成されたことを示した。試験体 HLCおよび HLJは、層間変形角 $1/46 \text{ rad}$ (層間変位 32 mm) の1サイクル目のピークでは、梁の変形成分が全体の約70%を占めたが、層間変形角 $1/23 \text{ rad}$ (層間変位 64 mm) では梁の変形成分が50%程に減少し、接合部がせん断破壊したことを示した。

4. 軽量コンクリート試験体と普通コンクリート試験体の比較

4.1. 試験体 C1の実験概要

試験体 C1[4]は、普通コンクリートを用いた十字形平面柱・梁接合部試験体で、形状・寸法、梁の断面配筋、接合部の横補強筋量、実験方法は試験体 LC1と同じで、相違点は、コンクリートの種別、コンクリートの打設方法、柱の断面配筋(試験体 C1:16-D13)、材料特性である。

試験体 C1の普通コンクリートの圧縮強度は 261 kgf/cm^2 、割裂引張強度は 25 kgf/cm^2 であった。試験体 LC1では、軽量コンクリートの圧縮強度が 286 kgf/cm^2 、割裂引張強度が 25.6 kgf/cm^2 である。コンクリートの打設は、試験体 C1は横打ちで、試験体 LC1の縦打ちとは異なる。

試験体 C1の鉄筋の降伏点強度は、梁主筋 D10で 3260 kgf/cm^2 、柱主筋 D13で 4300 kgf/cm^2 、横補強筋 D6で 3300 kgf/cm^2 (0.2% offset強度) であり、試験体 LC1と異なる。

材料の実強度に基づく梁主筋付着指標 μ の値は、試験体 C1、LC1の順に、6.4、6.0である。

4.2. 実験結果の比較

試験体 C1は、梁主筋の接合部内付着が良好で、接合部に多くの斜めせん断ひび割れが生じた。試験体 LC1でも同様な結果が得られたが、試験体 C1よりも接合部せん断ひび割れの数はいくつか少なく、ひび割れ幅は大きかった。これは、試験体 LC1に比べて試験体 C1の方が、接合部の応力がより均等に分布していたことを示す。なお、試験体 C1の接合部せん断

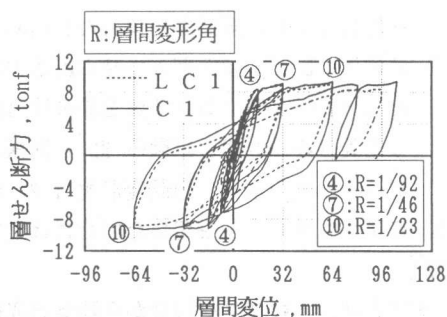


図7 層せん断力-層間変位関係 (LC1、C1)

層せん断力-層間変位関係を試験体 LC1の結果とともに図7に示す。試験体 C1と試験体 LC1は、ほぼ同様な層せん断力-層間変位関係を示したが、履歴面積は試験体 LC1の方がやや小さかった。また、試験体 C1では、常に梁の変形成分が全体変形の60%を超え、層間変形角 $1/46 \text{ rad}$ では80%程度となり、接合部は最後までせん断破壊しなかった。試験体 LC1でも同様な傾向がみられたが、試験体 C1に比べ、大変形時に接合部の変形が増え、せん断破壊に至った。

以上の普通コンクリートと軽量コンクリートを用いた試験体の挙動を比較すると、軽量コンクリートを用いた試験体の接合部の挙動の方が普通コンクリートを用いた試験体に比べ多少性能が悪いといえる。この性能の違いは、コンクリートの種別の違いに原因があると考えられる。

5. 梁主筋付着指標 μ の値の検討

文献[3]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、本研究の実験結果を追加したものを図8に示す。 h_{eq} は、梁降伏が先行して層間変形角 $1/50 \text{ rad}$ 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での繰り返し載荷 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。○印は σ_B が 270 kgf/cm²以上の試験体を示す。 $h_{e,q}$ の値は試験体 LC1、HLC、HLJの順に、0.18、0.087、0.071であり、また試験体 C1では 0.20であった。文献[3]では、層間変形角 1/50 rad程度

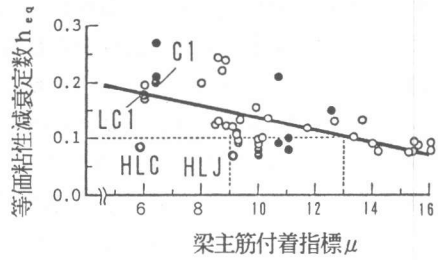


図8 等価粘性減衰定数-梁主筋付着指標関係

の時に $h_{e,q}=0.1$ 程度が確保できることを付着劣化の限界条件とすれば、 $\mu=9$ を提案している。しかし、 $\mu=5.9$ の試験体 HLCにおいて $h_{e,q}$ が 0.1を下回ることや、試験体 C1と LC1の比較などから、軽量コンクリートを用いた場合には μ の値を見直す必要がある。ただし、 $h_{e,q}$ は接合部入力せん断力や梁降伏時の層間変形角などの影響を受けるので、等価粘性減衰定数が付着指標を定める根拠として適当であるか検討が必要である。

6. 結論

- ① 試験体 LC1 は、梁主筋の接合部内付着が良好で、接合部入力せん断応力度が $0.183\sigma_B$ であり、層間変形角 1/15 radの大変形において、接合部せん断破壊に至った。これは、普通コンクリートを用いた試験体 C1とほぼ同様の実験結果であるが、試験体 C1と比べると、履歴曲線の紡錘形はやせており、接合部のせん断変形が大きく、耐力低下が認められた。
- ② 試験体 HLCは、設計時における梁主筋の接合部内付着が良好で、接合部入力せん断応力度が $0.205\sigma_B$ と小さいにもかかわらず、層間変形角 1/46 radの2サイクル目に逆S字形のピンチ性状を示し、層間変形角 1/23 radのサイクルで接合部せん断破壊に至った。
- ③ 試験体 HLJは、接合部入力せん断応力度が $0.204\sigma_B$ であった。試験体 HLJは、試験体 HLCと比べて設計時における梁主筋の接合部内付着が悪いが、履歴曲線などの実験結果には大きな差異はみられず、試験体 HLCと同様、層間変形角 1/46 radの2サイクル目に逆S字形のピンチ性状を示し、層間変形角 1/23 radのサイクルで接合部せん断破壊に至った。
- ④ 軽量コンクリートを用いた場合には梁主筋付着指標 μ の値を見直す必要がある。

謝辞

本研究は人工軽量骨材協会から建築研究振興協会に依頼された高強度軽量コンクリート構造に関する研究委員会（委員長：園部泰寿筑波大学教授）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)、宇都宮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、pp. 36-37
- [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(案)・同解説、1988、pp. 155-173
- [3] 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、1988、pp. 491-496
- [4] 北山和宏、栗栖浩一郎、小谷俊介、青山博之：梁主筋の付着をよくした柱梁接合部の耐震性能、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、1985、pp. 605-608