

コッター数の少ないRC造プレキャストコア壁の 構造性能に関する実験的研究*

仲地 唯治^{*1}

Experimental Study on Structural Performance of Precast Reinforced Concrete Core Wall with a Small Quantity of Cotters

Tadaharu NAKACHI^{*1}

^{*1} Department of Architecture and Civil Engineering

In the core wall system in high-rise buildings, precast core walls are effective for construction because they can be built more quickly than cast-in-place core walls. In this study, a lateral loading test was conducted on a wall column simulating the corner and the area near the corner of an L-shaped core wall with a small quantity of cotters. The wall column was divided into precast columns, and horizontal tied rebars were concentrated at the second and third floor levels, and the mid height level of the first story. Based on the results of lateral loading tests, the structural performance of the wall column with a small quantity of cotters was clarified.

Key Words : Reinforced Concrete, Core Wall, Precast, Horizontal Tied Rebar, Cotter

1. はじめに

超高層建物において、建設時の工期短縮、省力化のためにプレキャスト化が必要であると考えられる。超高層建物コア部分のRC造連層耐震壁をプレキャスト化した例に関しては、古宮ら⁽¹⁾が断面両端部をプレキャスト化した壁柱について曲げせん断実験を実施し、構造性能を検討している。また、中澤ら⁽²⁾が両側端部にプレキャスト柱型を有するRCコアウォールについて性能確認実験を実施している。これらに対し、著者らはこれまでにRC造コア壁をフルプレキャスト化した場合について構造性能を検討するため、コア壁の圧縮端部近傍を模擬したプレキャスト壁柱による水平加力実験を行った⁽³⁾⁽⁴⁾。この実験における壁柱のプレキャスト化は、壁柱を柱形に分割し、柱部材間の接合面には接合筋を配筋せず、コッターを設けグラウトを充填する方法とした。柱部材間の接合を目的とした配筋として、水平つなぎ筋を2階、3階床レベル及び1階中央高さに集中配筋した。本研究では、同様に水平つなぎ筋を2階、3階床レベル及び1階中央高さに集中配筋した場合について、コッター数が少ないフルプレキャスト壁柱試験体による水平加力実験を行い、その構造性能について検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体

Fig.1に試験体の形状、配筋を示す。また、Table 1, Table 2にコンクリート及び鉄筋の材料試験結果を示す。試験体は25階程度の超高層建物の最下層を想定した実大の約1/8のモデルで、コア壁の壁板を模擬した長方形断面のプレキャスト壁柱試験体PC4である。壁断面は $b \times D = 90\text{mm} \times 405\text{mm}$ である。コンクリート調合強度を 60N/mm^2 、軸力比 $\sigma_0/\sigma_B = 0.2$ ($\sigma_0 = N/A$, N :軸力, A :断面積, σ_B :コンクリート圧縮強度)とした。また、グラウトの調合強度を 80N/mm^2 とした。試験体は正方形断面のプレキャスト柱を4本並べ、柱間は7mmとし、深さ6mmのコッターを設け、グラウトを充填した。2階、3階の床部分はコンクリート後打ちとし、水平つなぎ筋を配筋した。さらに

* 原稿受付 2016年2月29日

^{*1} 工学部 建築土木工学科
E-mail: nakachi@fukui-ut.ac.jp

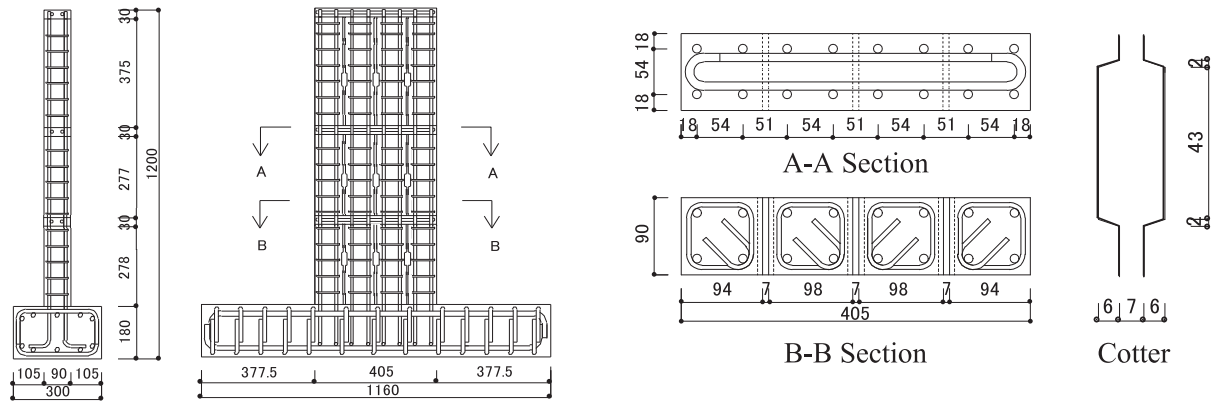


Fig. 1 Test Specimen

Table 1 Physical Properties of Concrete

	Compressive Strength (N/mm ²)	Young's Modulus ($\times 10^4$ N/mm ²)	Split Strength (N/mm ²)
Precast	62.7	2.96	2.47
Latter	68.1	2.94	2.38
Grout	100.1	3.29	5.71

Table 2 Physical Properties of Steel

Bar Size	Yield Strength (N/mm ²)	Maximum Strength (N/mm ²)	Young's Modulus ($\times 10^5$ N/mm ²)	Elongation (%)
D10	393	568	2.04	25.8
U5.1	1368	1491	2.11	9.3

1階柱を1階中央高さ付近で2分割し、分割した上下柱間の部分を、2階、3階の床部分と同様にコンクリート後打ちとし、水平つなぎ筋を配筋した。せん断スパン比は2.4である。柱主筋及び水平つなぎ筋にはD10 (SD345)を用いた。プレキャスト柱間、すなわち一鉛直接合部あたりのコッター数は、以前に実験実施したPC2^{(3), (4)}では、1階下半分、1階上半分、2階部分でそれぞれ3個、3個、4個の計10個である。これに対し今回のPC4ではそれぞれ1個で計3個とし、PC2に対し0.3倍の個数とした。PC2ではコッターにおけるせん断ひび割れは見られたものの、顕著なせん断破壊はなく、ほぼ一体性が保たれていた為、PC4ではその3分の1以下の個数として比較検討することとした。帯筋は高強度鉄筋U5.1 (1300N/mm²級)でピッチ55mm、試験体かぶり厚さは6mmである。

2.2 実験方法

Fig.2に加力装置を示す。加力は一定軸力下における正負交番繰り返し加力とした。試験体の下端を加力フレームに固定し、キャンチレバー型で水平力を作用させた。図中、試験体左側より水平ジャッキで押す場合を負加力とした。正加力は、試験体右側に設置したピン支承及びPC鋼棒を介して、水平ジャッキで引くことにより载荷した。すなわち、試験体にとっては右側を押すこととなる。ただし、柱部材どうしをPC鋼棒で締め付けることがないようにして载荷した。軸力は試験体上方の油圧ジャッキにより载荷し、軸力比0.2の定軸力(457kN)とした。試験体上面には、各柱部材の上部にピン支承を設け、鋼板を介して油圧ジャッキにより軸力を加えた。加力は2階床レベル高さ(615mm)での変位制御とし、部材角1/1000 (rad.) (1回)、2/1000, 5, 7.5, 10, 15, 20, (各2回)、30/1000 (1回)における正負交番繰り返し加力とした。変位計で各区間の伸縮量、柱部材間の目開き及びずれを、また、ワイヤーストレインゲージで帯筋、水平つなぎ筋、及び主筋のひずみを計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

Fig.3にひび割れ状況を示す。ひび割れは、正負加力時とも、2/1000までに曲げひび割れが試験体下部に発生した。その後、曲げひび割れは上方及び中央寄りに進展した。また、5/1000までにコッター部にせん断ひび割れが発生し、進展した。正負加力時ともに、5/1000までに曲げせん断ひび割れが発生した。正加力時において15/1000

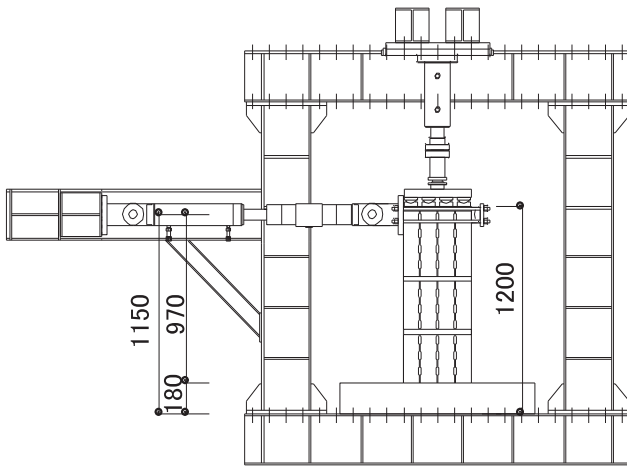
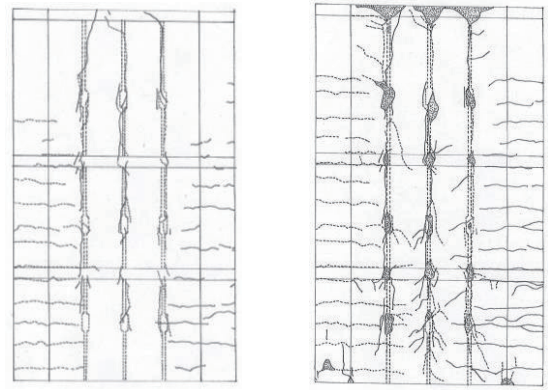


Fig. 2 Loading System



R = 5/1000rad.

Final Stage

Fig. 3 Crack Patterns

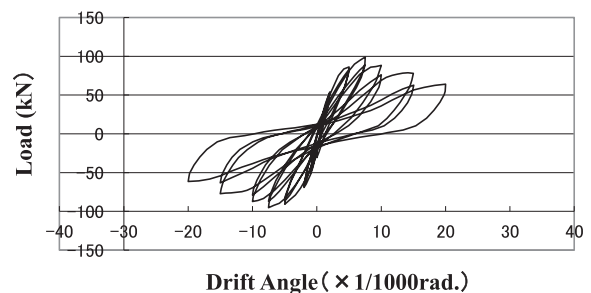


Fig. 4 Load - Deflection Curve

までに、負加力時においては 7.5/1000 までに最外縁圧縮主筋が圧縮降伏（降伏ひずみ 2146 μ ）した。また、正負加力時とも、7.5/1000 までに、コンクリートの圧壊（縦ひび割れ）が発生し、最終的には、コッター部のせん断破壊で耐力が大きく低下した。最終の部材角 20/1000 に至るまで軸力を保持していた。

3.2 荷重－変形関係

Fig.4 に荷重－変形関係を示す。最大荷重は正加力時において 7.5/1000 で 99.3kN、負加力時において 7.5/1000 で 95.3kN であった。正負加力時とも 10/1000 から耐力が低下し始めた。20/1000 では最大耐力の 80%以下の荷重となり、加力を終了した。

3.3 帯筋（壁厚さ方向測定点）のひずみ分布

Fig.5 に、高さ 152.5mm における帯筋の水平方向ひずみ分布を示す。ここで、帯筋におけるひずみゲージ貼付位置は、壁厚さ方向中央である。帯筋の壁厚さ方向は、加力直交方向であるため、壁厚さ方向測定点の値は、水平力に対するせん断補強効果よりも、軸応力に対するコンクリート拘束効果を表すと考えられる。グラフは、正加力時の各部材角における圧縮端部からの距離と帯筋ひずみの関係を示している。

各測定点のひずみは 10/1000 までは部材角の増加とともに増大している。特に、1/1000 から 2/1000 までの増大が顕著である。一方、10/1000 を超えると、15/1000 で若干減少し、最終の 20/1000 では大きく低下している。これらの低下はコッター部のせん断破壊並びにそれによる荷重低下に対応していると考えられる。

ひずみ分布としては、圧縮端部より 9mm の点で最大のひずみとなり、82mm の点で低下し、114mm の点で再び増大している。82mm と 114mm の点は近接する測定点であるが、両測定点間のひずみの差は大きい。82mm の測定点が圧縮端部のプレキャスト柱内であるのに対し、114mm の測定点は圧縮端部から 2 番目のプレキャスト柱内であることから、圧縮端部のプレキャスト柱に対して、圧縮端部から 2 番目のプレキャスト柱が独立した動きしていると考えられる。

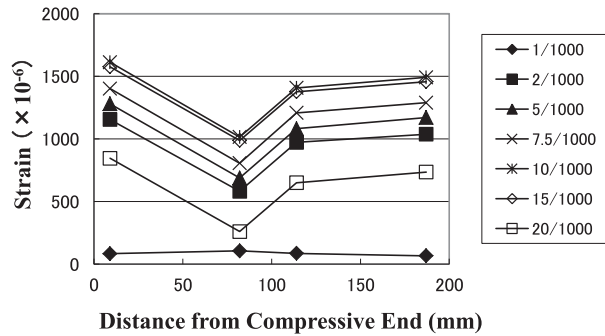


Fig. 5 Horizontal Strain Distribution of Hoop
(Height of 152.5 mm)

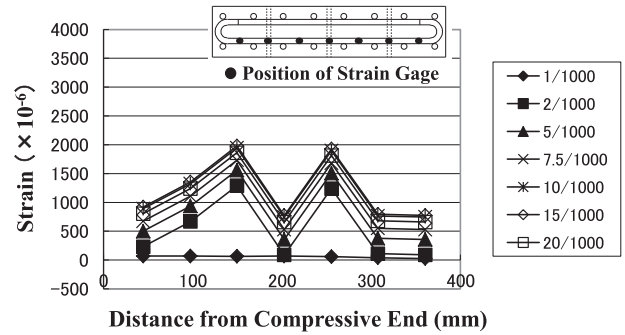


Fig. 6 Strain Distribution of Horizontal Tied Rebars
(Mid Height Level of First Story)

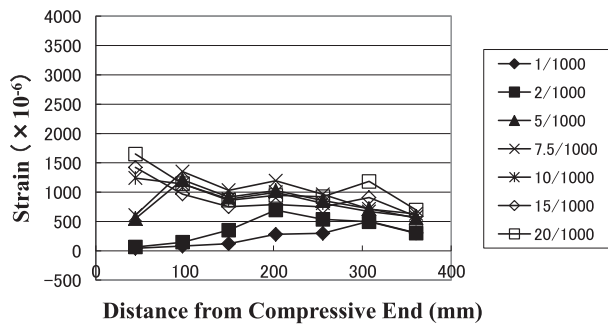


Fig. 7 Strain Distribution of Horizontal Tied Rebars
(Second Floor Level)

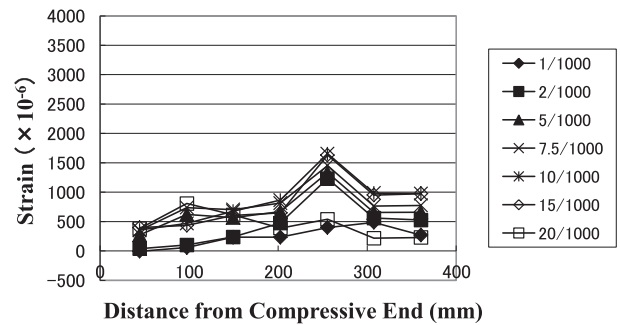


Fig. 8 Strain Distribution of Horizontal Tied Rebars
(Third Floor Level)

3.4 水平つなぎ筋のひずみ分布

Fig.6, Fig.7 及び Fig.8 に、正加力時の各部材角における 1 階中央高さレベル、2 階床レベル及び 3 階床レベルでの水平つなぎ筋のひずみ分布を示す。いずれの場合も、荷重が最大値を示す 7.5/1000 までは部材角の増加とともにひずみが増大している。また、いずれの測定点においても、最終の 20/1000 に至るまで降伏ひずみ (2146μ) には達していない。

1 階中央高さレベルでは、1/1000 から 2/1000 までの部材角でのひずみの増大が顕著で、その後、15/1000 まで増大が続き、20/1000 で若干減少している。分布はほぼ左右対称形となり、圧縮端部から 149.5mm 及び 255.5mm の点、すなわち圧縮端部から 2 本目と 3 本目の柱の中央の位置で特に大きな値となっている。

2 階床レベルでは 7.5/1000 まではいずれの点も部材角の増加とともにひずみが増大しているが、中央部付近ではその後減少している。3 階床レベルでは全体的に引張端部側の値が大きい傾向にあり、引張端部付近では部材角の増加とともにひずみの増加は続くが、20/1000 において大きく減少している。これは、20/1000 において、後述のコッター部におけるずれが著しく増大し、コンクリートの剥落が顕著であったためと考えられる。

各レベルで比較すると、ひずみの最大値は 1 階中央高さレベルにおいて最も大きく、降伏ひずみ近くまで達している。また、2 階、3 階床レベルでは 7.5/1000 以降、ひずみの減少する部分があるのに対し、1 階中央高さレベルでは最終の 20/1000 で若干減少するものの、それ以外ではすべての部分で増大が続いた。荷重が最大値を示す 7.5/1000 以降はコッターのせん断破壊に伴い荷重が低下したが、後述のずれの値も上方ほど大きく、1 階中央高さレベルでは、ずれによるコッターのせん断破壊の影響が他の高さレベルより小さかったと考えられる。

3.5 壁脚部における鉛直ひずみの水平方向分布

Fig.9 に、壁脚部からの検長を 65mm とした場合の変位計による鉛直ひずみの水平方向分布を示す。グラフは、正加力時の各部材角における圧縮端部からの距離と、変位計によるひずみの関係を示している。

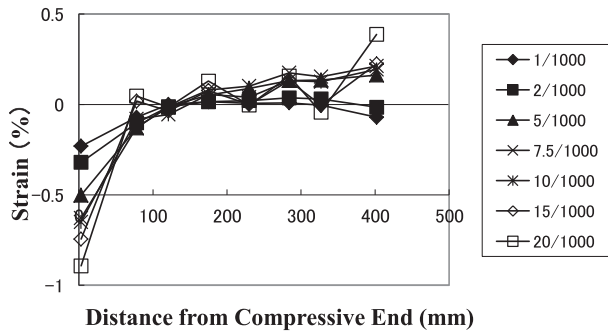


Fig. 9 Horizontal Distribution of Vertical Strain at Bottom

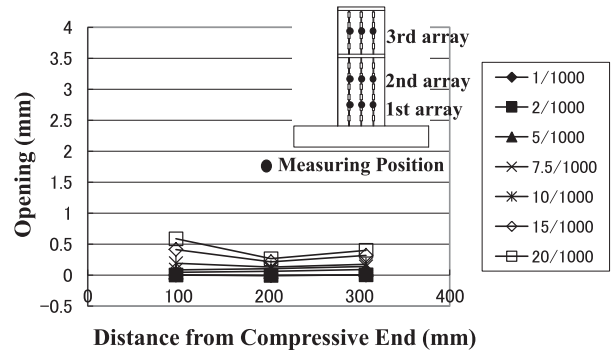


Fig. 10 Horizontal Distribution of Opening (First Array)

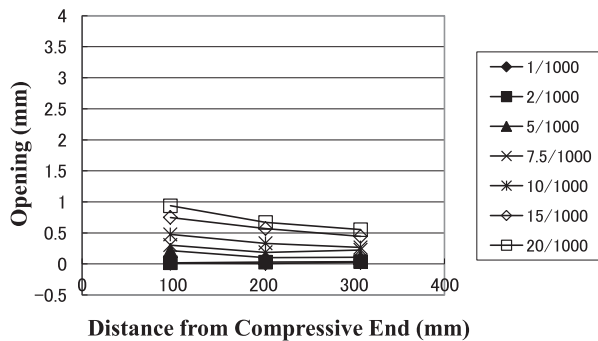


Fig. 11 Horizontal Distribution of Opening (Second Array)

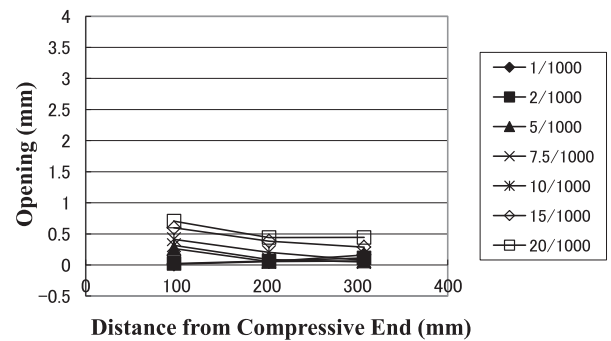


Fig. 12 Horizontal Distribution of Opening (Third Array)

ひずみ分布は、5/1000 及び 7.5/1000 では、圧縮側、引張側でそれぞれほぼ直線的に変化しており、中立軸は圧縮端部から 121mm の測定点付近にある。その後、10/1000 から直線性がくずれ始め、最終の 20/1000 においては、隣り合う測定点で圧縮と引張を交互に繰り返す分布となっている。この不連続な挙動は各プレキャスト柱が独立した動きをしていることを示していると考えられる。すなわち、10/1000 付近からコッター部のせん断破壊が進み、それによって独立した動きが強まっていったと考えられる。圧縮端部付近と引張端部付近のひずみを比較すると、圧縮端部付近の方が大きい値となっており、20/1000 において最大値 0.89% となっている。

3.6 鉛直接合部の挙動

3.6.1 目開きの水平方向分布

Fig.10～Fig.12 に、正加力時のプレキャスト柱部材間の鉛直接合部における目開きの水平方向分布を示す。ここで、1 段目は 1 階柱下部 (高さ 170mm)、2 段目は 1 階柱上部 (高さ 415mm)、3 段目は 2 階柱中央部 (高さ 805mm) の水平方向分布を示す。目開きは、柱部材間の水平方向相対変位を変位計で測定した。いずれの段においても、部材角の増大とともにほぼ目開きは増えている。

1 段目では 10/1000 以降、中央部に比べて両端部の目開きが大きく、最終的に圧縮端部側で大きく増大し、20/1000 で 0.6mm となった。2、3 段目では 7.5/1000 以降、圧縮端部側が最も大きく、引張端部側に近づくにつれひずみが減少している。最終の 20/1000 における圧縮端部側の値は 2 段目、3 段目でそれぞれ 0.9mm、0.7mm となった。

目開きの大きさを各段の平均値で比較すると、2 段目が最も大きく、次いで 3 段目、1 段目の順となった。目開きの水平方向分布は、いずれの段においても圧縮端部側が最も大きく、引張端部側の方が小さい。

3.6.2 ずれの水平方向分布

Fig.13～Fig.15 に、正加力時のプレキャスト柱部材間の鉛直接合部におけるずれの水平方向分布を示す。ここで、ずれの測定位置は、前述の目開きの測定位置と同じである。ずれは、柱部材間の鉛直方向相対変位を変位計で測

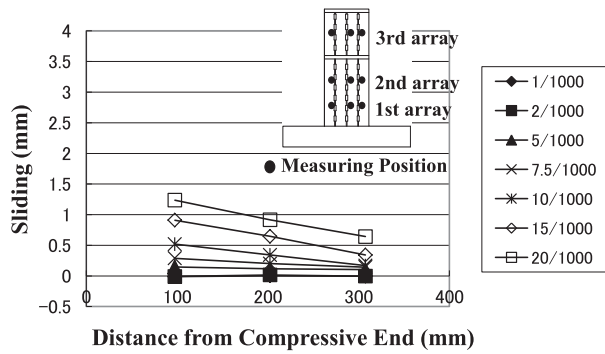


Fig. 13 Horizontal Distribution of Sliding (First Array)

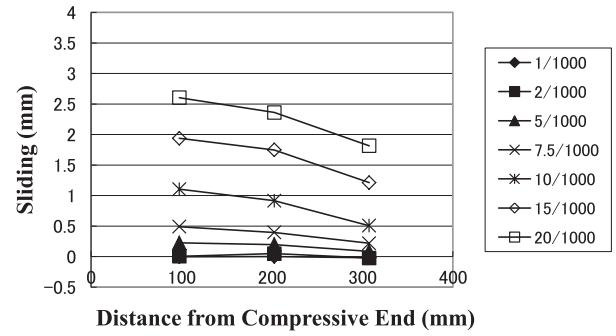


Fig. 14 Horizontal Distribution of Sliding (Second Array)

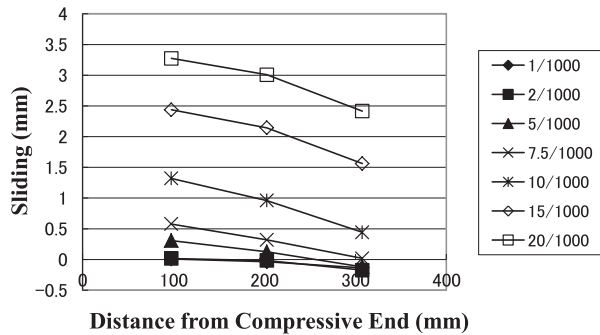


Fig. 15 Horizontal Distribution of Sliding (Third Array)

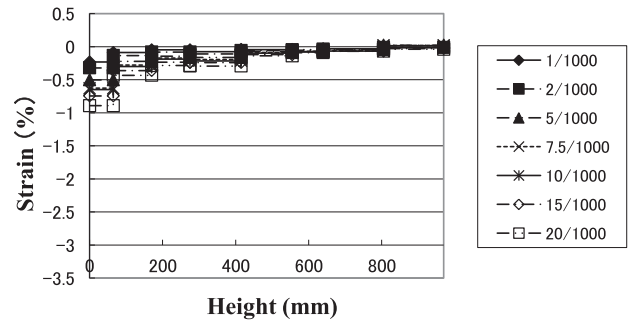


Fig. 16 Vertical Distribution of Strain at Compressive End

定した。正加力時に鉛直接合部の圧縮端部側が、引張端部側よりも相対的に上方にずれる場合を正とした。いずれの段においても、部材角の増大とともにずれは増えている。

1 段目では 7.5/1000 までと比べて、10/1000 からずれが大きくなっている。水平方向で比較すると、圧縮端部に近いほどずれは大きい傾向にある。圧縮端部側では、最終的に 20/1000 で 1.2mm となった。2 段目では 1 段目と同様、7.5/1000 までと比べて、10/1000 からずれが大きく増大しているが、増大の仕方は 1 段目よりも顕著である。水平方向で比較すると、1 段目と同様、圧縮端部に近いほどずれは大きい傾向にある。圧縮端部側では、最終的に 20/1000 で 2.6mm となった。3 段目では 1, 2 段目と同様に、7.5/1000 までと比べて、10/1000 からずれが大きく増大している。水平方向で比較すると、圧縮端部側に近いほどずれは大きい傾向にある。圧縮端部側では、最終的に 20/1000 で 3.2mm となった。

ずれの水平方向分布を各段で比較すると、次のようになる。ずれの大きさは各段の平均値で比較すると、3 段目が最も大きく、次いで 2 段目、1 段目の順となり、2 段目が最もおおきかった目開きの場合とは異なっている。一方、ずれの水平方向分布は、各段とも圧縮端部側が最も大きく、引張端部側に近づくにつれて減少しており、目開きの場合とほぼ同様である。

20/1000 におけるずれの分布を前述の実験結果と合わせると次のようになる。高さ 152.5mm における帯筋の水平方向ひずみ分布より、圧縮端部のプレキャスト柱と 2 番目のプレキャスト柱の間には独立した圧縮応力状態の傾向が見られた。また、壁脚部における鉛直ひずみの水平方向分布において、5/1000 及び 7.5/1000 では、圧縮側、引張側でそれぞれほぼ直線的に変化しているが、10/1000 から直線性がくずれ始め、最終の 20/1000 においては、隣り合う測定点で圧縮と引張を交互に繰り返す分布となっている。この不連続な挙動は各プレキャスト柱が独立した動きをしていることを示していると考えられ、10/1000 付近から独立した動きが強まっていったと考えられる。したがって、7.5/1000 までは各柱がほぼ一体となって挙動していたのが、10/1000 において独立した挙動を開始し、それが各段における特に圧縮端側のずれの顕著な増大、さらには 10/1000 以降の耐力低下につながったと

Table 3 Maximum Strength unit(kN)

Specimen	Horizontal Strength		
	Exp. Load	Cal. Load	Exp./Cal.
PC4	99.3(95.3)	118.3	0.84(0.81)

 Cal. Load of Horizontal Strength P_{NU} : REFERENCES ⁽⁵⁾
 $P_{NU} = M_u / H$, H : Height of Loading

 $M_u = 0.5a_g \sigma_{yg} D + 0.5ND(1 - N/(bDF_c))$

考えられる。この原因は、7.5/1000 以降のコッター部の破壊と考えられ、今回の PC4 試験体の各鉛直接合部におけるコッター数が少なかったためであると考えられる。

3.7 圧縮側端部の鉛直方向ひずみ分布

Fig.16 に圧縮側端部における変位計による鉛直方向ひずみ分布をそれぞれ示す。グラフは正加力時の各部材角における壁脚部からの高さで鉛直方向ひずみの関係を示している。部材角の増大とともにひずみは増大している。

全体的に脚部に近いほど、ひずみが大きくなっている。5/1000 で脚部から 65mm まで、0.5%を超えるひずみが発生し、20/1000 では 0.89%となっている。また、20/1000 になると脚部から 170mm まで約 0.4%のひずみとなっている。これらひずみの特に大きい領域は、コンクリートの鉛直方向に作用する圧縮応力が特に大きいと考えられる。破壊状況において示したように、15/1000 までに最外縁圧縮主筋が圧縮降伏し、7.5/1000 までにコンクリートの圧壊(縦ひび割れ)が発生した。これらのことより、脚部から 170mm 程度までは 7.5/1000 以降においてコンクリートは塑性領域となっていたと考えられる。

3.8 最大耐力

Table 3 に最大耐力を示す。最大耐力の計算は、既往の壁、壁柱の式が中間の全縦筋引張降伏を仮定し、本実験結果と異なる為、Table 3 に示す既往の柱の曲げ耐力式を用いた。実験値は計算値に対し、16～19%低い。試験体の破壊状況において、コッター部のせん断破壊で耐力が大きく低下したことから、本試験体では、コッター数が少ないことにより鉛直接合部耐力が鉛直接合部の作用せん断力を下回り、鉛直接合部破壊が曲げ破壊に先行したと考えられる。鉛直接合部破壊はコッター部コンクリートのせん断破壊を伴い、脆性的な破壊となるため、本試験体の最大耐力以降の耐力低下が顕著であったと考えられる。設計時には靱性確保の観点から、鉛直接合部破壊を避ける必要がある。

4. まとめ

水平つなぎ筋を 2 階、3 階床レベル及び 1 階中央高さに集中配筋した場合について、コッター数が少ないフルプレキャスト壁柱試験体による水平加力実験を行い、その構造性能について検討した。検討の結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 正負加力時とも 10/1000 からコッター部のせん断破壊で耐力が低下し始め、20/1000 では最大耐力の 80%以下の荷重となった。
- (2) 10/1000 以降に認められたプレキャスト柱の独立した挙動は、コッターのせん断破壊によるものと考えられる。
- (3) 鉛直接合部の目開き及びずれは全体として圧縮端部側で大きく、目開き及びずれの最大値は、それぞれ 0.9mm、3.2mm であった。
- (4) 圧縮側端部における脚部から 170mm 程度の領域では鉛直方向ひずみが特に大きく、コンクリートは塑性領域となっていたと考えられる。

- (5) 最大耐力に関して、実験結果を既往の柱の曲げ耐力式による計算結果と比較したところ、計算結果を下回った。これは本試験体のコッター数が少なく、鉛直接合部耐力が鉛直接合部の作用せん断力を下回り、鉛直接合部破壊が曲げ破壊に先行したためであると考えられる。

文 献

- (1) 古宮嘉之，山本憲一郎，向出静司，益尾潔，“鉛直接合部を介してプレキャスト部と現場打ち部を一体化した RC 造壁柱の曲げせん断実験（その 1，その 2）”，日本建築学会大会学術講演梗概集，（2003），pp.255-258
- (2) 中澤春生，大久保香織，刑部章，淵本正樹，“プレキャスト柱型を内蔵する RC コアウォールの耐力及び変形性能評価に関する実験”，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，（2009），pp.463-468
- (3) 仲地唯治，“RC 造プレキャストコア壁における水平つなぎ筋の効果”，日本建築学会大会学術講演梗概集，（2013），pp.105-106
- (4) Tadaharu Nakachi，“Seismic Performance of Precast Reinforced Concrete Core Wall with Horizontal Tied Rebars at Mid Height Level of First Story”，福井工業大学研究紀要，（2013），第 43 号，pp.181-190
- (5) 日本建築学会編，建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990），pp.396-397，日本建築学会

（平成 28 年 3 月 31 日受理）