

論文 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

要旨: 超高層建物において、コア部分を RC 造連層耐震壁とした場合、地震時にコア壁に大きな軸力が作用する。一方、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。そこで、RC 造コア壁を柱形に分割し、柱部材間の接合面にコッターを設け、接合筋を配筋せず水平つなぎ筋で一体化することによって全長さにわたりフルプレキャスト化した場合について、高圧縮力が作用する圧縮端部近傍を模擬した壁柱による水平加力実験を行った。実験の結果、帯筋や水平つなぎ筋等のひずみ性状、鉛直接合部の挙動等各部の変形性状、最大耐力をはじめとする RC 造プレキャストコア壁の構造性能が明らかとなった。

キーワード: 鉄筋コンクリート, コア壁, プレキャスト, 水平つなぎ筋, コッター

1. はじめに

超高層建物において、コア部分を RC 造連層耐震壁とした場合、地震時にコア壁に大きな軸力が作用する。このため、高軸力下におけるコア壁の靱性の確保が必要である。著者らはこれまでに、L 形断面コア壁の隅角部およびその近傍の壁板部分を模擬した試験体による圧縮実験及び水平加力実験を行い、コア壁の端部拘束性状が靱性に及ぼす影響を検討した^{1)~3)}。

一方、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。超高層建物の連層耐震壁をプレキャスト化した例に関しては、向出ら⁴⁾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。毛利ら⁵⁾は、隅角部及び先端部をプレキャスト化したコ型 PCaPC 造コア壁について静的交番載荷実験を実施している。また、中澤ら⁶⁾は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。

本研究では RC 造コア壁を全長さフルプレキャスト化した場合の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。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。柱部材間の接合には、建設時の施工性を考慮し、鉛直接合部に分散して配筋する接合筋ではなく、床レベル等に集中配筋する水平つなぎ筋を用いた。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1 に試験体の形状、配筋を示す。また、表-1、表-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 PC1 および PC2 の 2 体であ

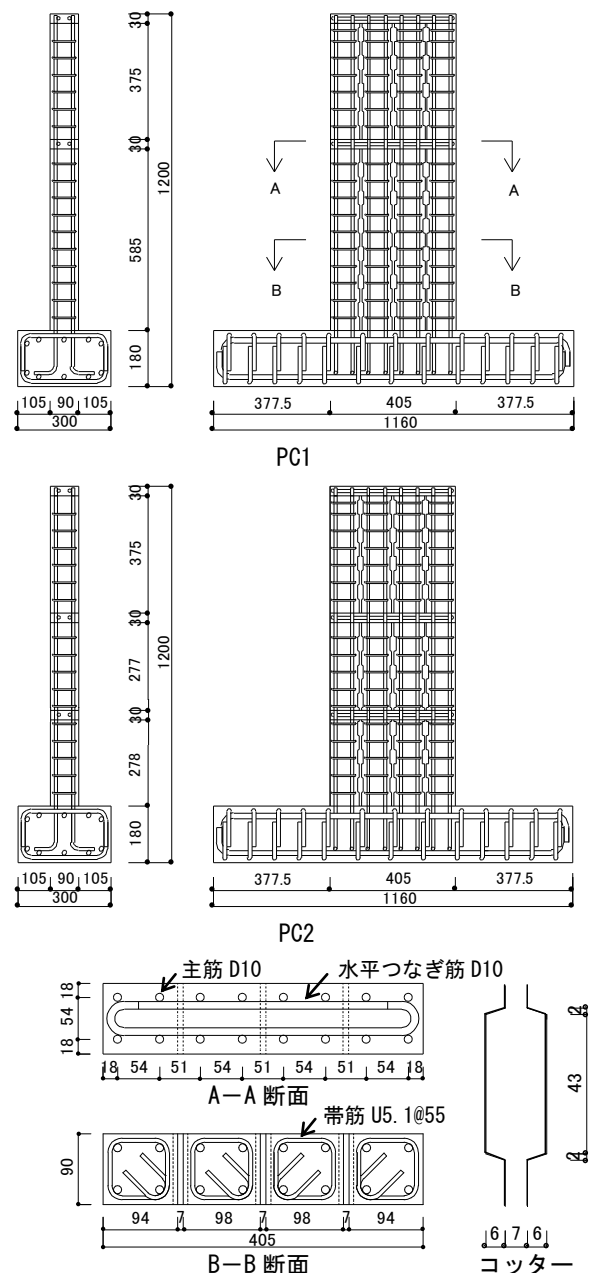


図-1 試験体配筋図

*1 福井工業大学 建築生活環境学科教授 博士 (工学) (正会員)

る。いずれも、壁断面は $b \times D = 90\text{mm} \times 405\text{mm}$ で、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。柱主筋、水平つなぎ筋には、D10(SD345)を用いた。帯筋は高強度鉄筋U5.1(1300N/mm^2 級)で、ピッチ55mm、余長41mm(8d,d:鉄筋径)とした。被り厚さは6mmである。

PC1では2,3階の床部分に、PC2ではさらに1階柱を1階中央高さで2分割した上下柱間に、水平つなぎ筋を配筋し、コンクリートを後打ちした。PC2はPC1に対し、1階中央高さに水平つなぎ筋を加え、プレキャスト柱間の一体性を高めた。水平つなぎ筋は後配筋で、両端柱主筋に水平つなぎ筋の両端フックを掛けるのが困難の為、両端180°フックとし、2本一組で向き合せて試験体側面より主筋内側に差し込んだ。試験体は横打ちで、柱主筋は通し配筋とし、グラウトは流し込みである。

2.2 実験方法

図-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載荷した。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載荷した。せん断スパン比は2.4である。

軸力は試験体上方の油圧ジャッキで載荷し、軸力比0.2の定軸力(PC1で488kN, PC2で441kN)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で軸力を加えた。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びずれを、また、箔ゲージで帯筋、水平つなぎ筋、及び主筋のひずみを計測した。帯筋のゲージ貼付位置は帯筋各辺の中央とした。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

図-3にひび割れ状況を示す。ひび割れの発生、進展状況は5/1000程度までは、PC1とPC2でほぼ同様であった。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、

表-1 コンクリートの材料試験結果

試験体		圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	割裂強度 (N/mm^2)
PC1	プレキャスト部	67.0	2.94	2.45
	後打ち部	65.3	2.85	2.34
	グラウト	89.6	2.89	6.08
PC2	プレキャスト部	60.6	2.63	2.75
	後打ち部	58.7	2.65	2.13
	グラウト	91.7	3.24	4.85

表-2 鉄筋の材料試験結果

呼び名	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$)	伸び (%)
D10	397	577	1.85	18.5
U5.1	1368	1491	2.11	9.3

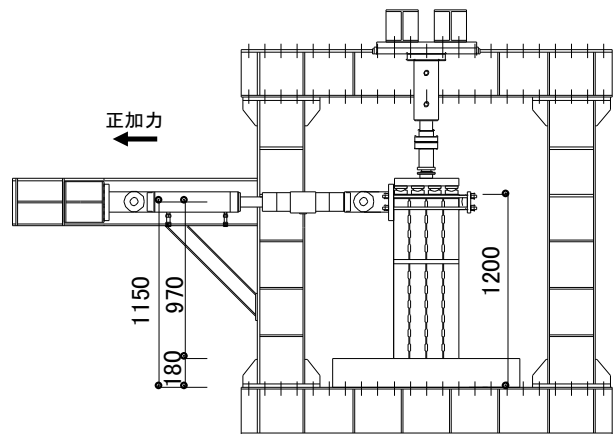


図-2 加力装置

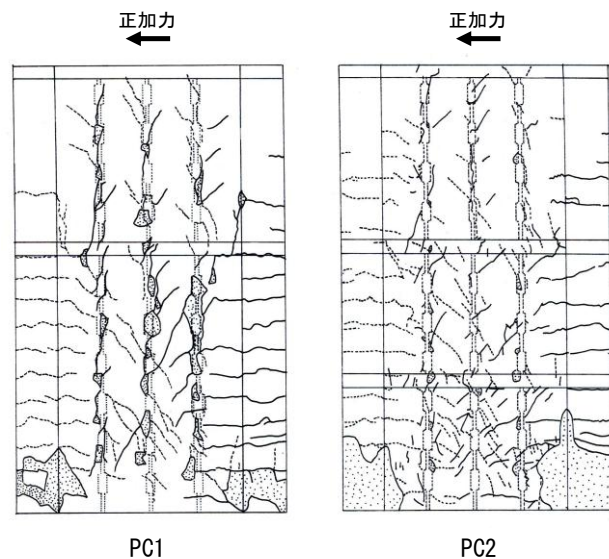


図-3 ひび割れ状況（最終状況）

5/1000 までに曲げせん断ひび割れが発生した。圧縮側脚部においては、5/1000 までに、コンクリートの圧壊（縦ひび割れ）が発生した。

鉄筋の降伏については、正加力時に、PC1 では 5/1000 までに、PC2 では 7.5/1000 までに、それぞれ最外縁圧縮主筋が圧縮降伏(降伏ひずみ 2146 μ)した。また、PC1, PC2 いずれも、15/1000 までに、最外縁引張主筋が引張降伏した。

7.5/1000 以降、PC1 においては、コッター部のせん断破壊、すなわち、コッター部せん断ひび割れの進展、ひび割れ幅の拡大、さらには、コッターのグラウトおよび周辺コンクリートの剥落が生じ、また、脚部のコンクリート圧壊も生じて 20/1000 以降、耐力がやや低下した。PC2 においては、コッター部のせん断ひび割れの進展は大きくなく、曲げひび割れおよび曲げせん断ひび割れの進展、ならびに脚部のコンクリート圧壊が生じ、30/1000 のサイクルで耐力がやや低下した。但し、30/1000 の耐力が低下するあたりでは、わずかではあるが、コッター部のグラウトとコンクリートとの目開きが観察された。PC1, PC2 とも、最終の部材角 30/1000 に至るまで軸力を保持していた。

3.2 荷重－変形関係

図-4 に荷重－変形関係を示す。図中、後述の計算値を合わせて示す。PC1 では、最大荷重は正加力時において 15/1000 で 103.0kN、負加力時において 7.5/1000 で 107.5kN であった。正側では 20/1000 以降、負側では 10/1000 以降、荷重がやや低下した。PC2 では、最大荷重は正加力時において 20/1000 で 114.8kN、負加力時において 15/1000 で 111.5kN であった。正側、負側とも、最終の 30/1000 のサイクルにおいて、荷重がやや低下した。

3.3 帯筋（壁厚さ方向測定点）の水平方向ひずみ分布

図-5、図-6 に、PC1, PC2 の高さ 42.5mm および高さ 152.5mm における帯筋の水平方向ひずみ分布をそれぞれ示す。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。いずれの高さにおいても部材角の増大とともに帯筋ひずみは増えている。

高さ 42.5mm においては、PC1, PC2 とも、圧縮端部より 9mm の点で最大のひずみとなり、圧縮端部に近いほどひずみの値は大きい。PC1 では、圧縮端部より 114mm, 187mm の点においては、部材角が大きくなってもひずみの増大はあまり見られないが、PC2 では 114mm の点において、部材角の増大とともに帯筋ひずみは増えている。

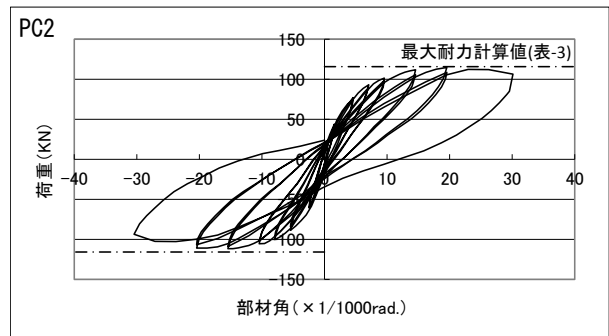
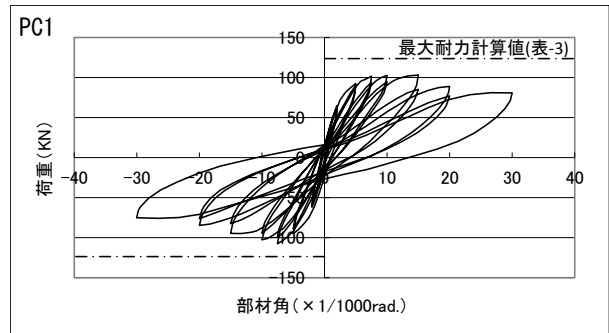


図-4 荷重－変形関係

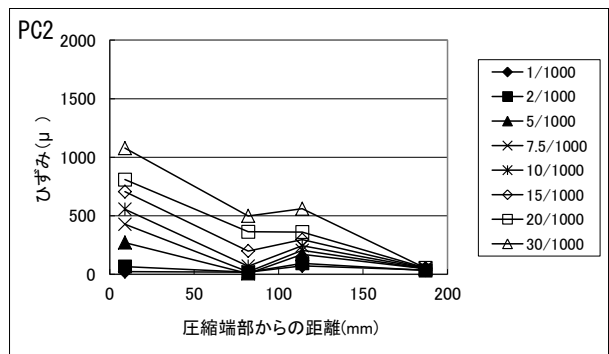
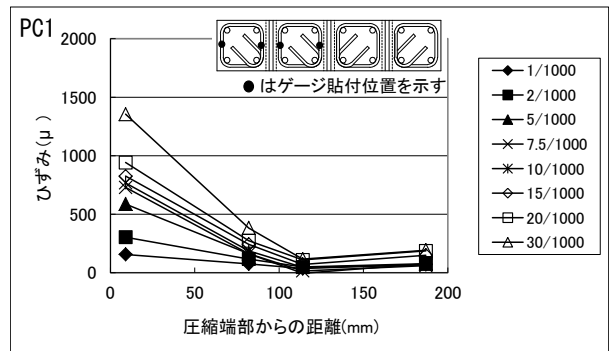


図-5 帯筋の水平方向ひずみ分布（高さ 42.5mm）

したがって、PC1 では圧縮端の柱のみでひずみが増大しているのに対し、PC2 では、特に 15/1000 以降、圧縮端の柱に隣接する柱もひずみが増大しており、圧縮端から中央寄りにかけて、ひずみが徐々に低下する傾向となっている。

高さ 152.5mm においては、PC1 では、圧縮端部より 114mm の点は、5/1000 まであまり変化は見られないが、

7.5/1000 以降、ひずみの増大が大きくなり、10/1000 以降では最もひずみが大きい点となっている。圧縮端部より 114mm の点は、圧縮端部から 2 番目の柱の圧縮側に位置する。したがって、圧縮端部の柱と 2 番目の柱はそれぞれ、より圧縮側のひずみの方が大きく、これら 2 本の柱は 7.5/1000 以降、独立したコンクリート圧縮応力状態の傾向が強まっていると考えられる。

一方、PC2 では、圧縮端部から中央寄りに向かって、ひずみが徐々に減少しており、圧縮端部の柱と 2 番目の柱が一体となった圧縮応力状態であると考えられる。ただし、最終の 30/1000 においては、若干、独立した圧縮応力状態の傾向が見られる。

3.4 壁脚部における鉛直ひずみの水平方向分布

図-7 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。

PC1 においては、5/1000 までは、圧縮端部から引張端部にかけて、全体的には直線的に圧縮ひずみから引張ひずみへ変化している。一方、7.5/1000 以降、圧縮端部より 78mm の点において引張ひずみの増大が顕著である。これは、圧縮端部の柱と 2 番目の柱の独立した挙動を示すものと考えられる。また、この挙動は、帯筋の水平方向分布において 7.5/1000 以降に示された、両柱間の独立した圧縮応力状態に対応していると考えられる。なお、引張端部におけるひずみは最終の 30/1000 に至るまで、あまり増大していない。

PC2 においては 30/1000 に至るまで、全体的に圧縮端部から引張端部にかけて、直線的に圧縮ひずみから引張ひずみへ変化している。PC1 と比べて、特に、引張側におけるひずみの増大が大きい。ただし、20/1000 以降において、PC1 と同様に、圧縮端部より 78mm の点において引張ひずみの増大が見られ、PC1 より遅い最終近くの段階で、圧縮端部の柱と 2 番目の柱の独立した挙動を示したものと考えられる。

3.5 水平つなぎ筋のひずみ分布

図-8、図-9 に、1 階中央高さレベルおよび 2 階床レベルにおける水平つなぎ筋のひずみ分布をそれぞれ示す。1 階中央高さレベルは PC2 のみである。いずれの場合も部材角の増大とともにひずみが増大している。また、引張端部側よりも圧縮端部側の方がひずみが大きい傾向にある。

PC2 における 1 階中央高さレベルでは、2/1000 から 5/1000 までの部材角でひずみの増大が顕著である。また、30/1000 に達すると圧縮端部より 93mm の点、すなわち、圧縮端部の柱と 2 番目の柱の境界部における測定点でひずみが降伏ひずみを超え、急激に増大している。PC2 で

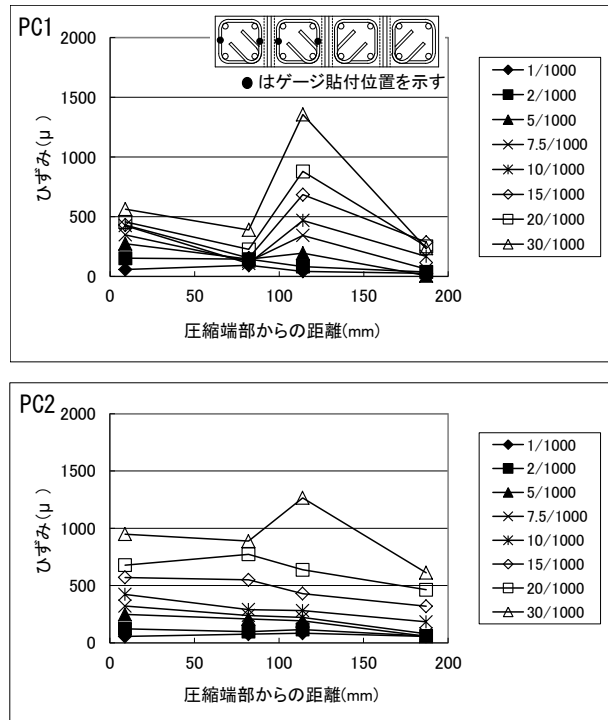


図-6 帯筋の水平方向ひずみ分布（高さ 152.5mm）

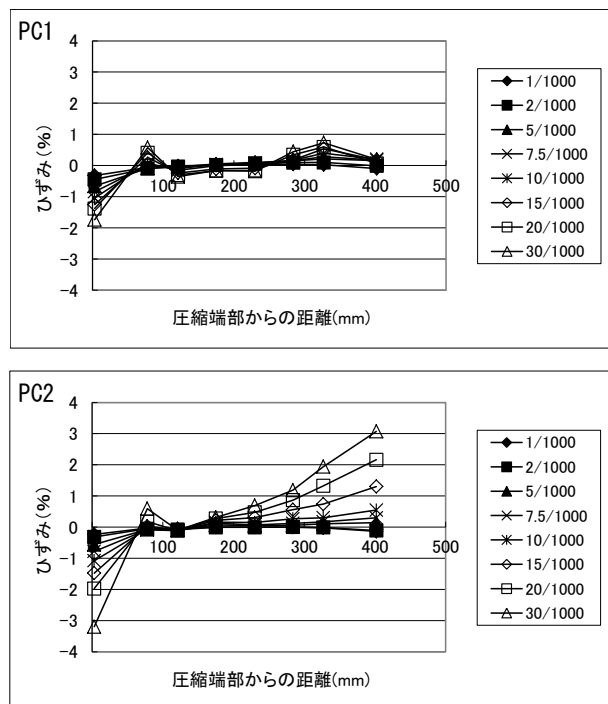


図-7 壁脚部における鉛直ひずみの水平方向分布

は 30/1000 のサイクルにおいて耐力がやや低下し、また、壁脚部における鉛直ひずみの水平方向分布等より、圧縮端部の柱と 2 番目の柱の独立した挙動を示している。したがって、この境界部分における水平つなぎ筋の降伏により両柱の一体性が弱まり、独立した挙動となり、耐力がやや低下したものと考えられる。

2 階床レベルにおいては、PC1 では 2/1000 から 5/1000

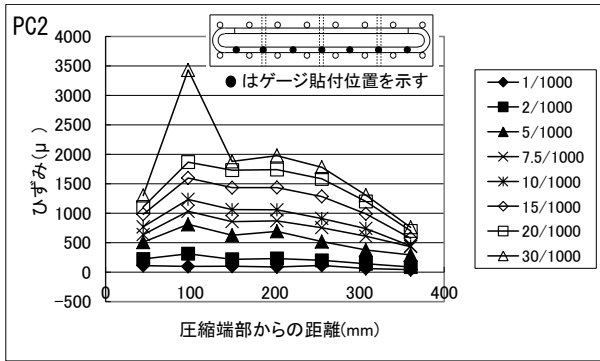


図-8 水平つなぎ筋の水平方向ひずみ分布(1F中央)

までの部材角で、ひずみの増大が顕著である。また、20/1000に達すると圧縮端部より93mmの点でひずみが降伏ひずみを超え、急激に増大している。これは、PC1における20/1000以降の耐力低下に対応していると考えられる。PC2は、全体的にPC1とほぼ同様のひずみ分布だが、最終の30/1000に至るまで降伏は生じていない。

なお、3階床レベルにおいては、PC1、PC2とも全体的には2階床レベルよりも値は小さく、最大値はPC1では1062 μ 、PC2では2271 μ であった。

3.6 鉛直接合部の挙動

(1) 目開きの水平方向分布

図-10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。目開きの測定は3段において行い、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)である。ここでは、最も値の大きかった2段目の測定結果を示す。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目開きも増大した。

PC1では、2/1000までと比べて5/1000から目開きが増大し始めている。水平方向の分布は、圧縮端部側と引張端部側で目開きが大きく、中央部では小さい。この傾向は、7.5/1000から徐々に目立ち始めている。分布はほぼ左右対称形である。最大値は30/1000において、引張端部側で3.7mmとなった。なお、最大値は、1段目では圧縮端部側で2.4mm、3段目では中央部で1.0mmであった。

PC2では、分布形状はPC1とほぼ同様であるが、目開きの値は全体にPC1より小さく、最大値は30/1000において、引張端部側で1.1mmとなった。目開きの増加は、耐力低下のみられた30/1000でやや大きい。最大値は、1段目では圧縮端部側で1.1mm、3段目では圧縮端部側で0.7mmであった。

(2) ずれの水平方向分布

図-11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。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。ずれにお

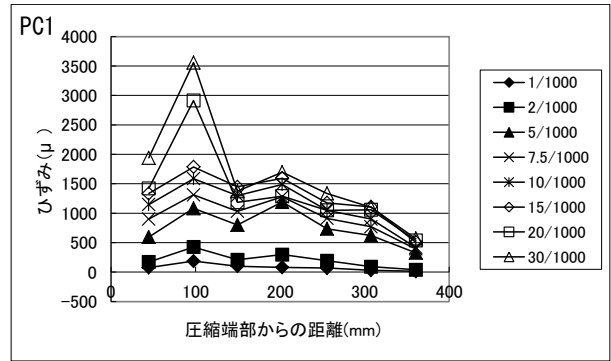


図-9 水平つなぎ筋の水平方向ひずみ分布(2F床)

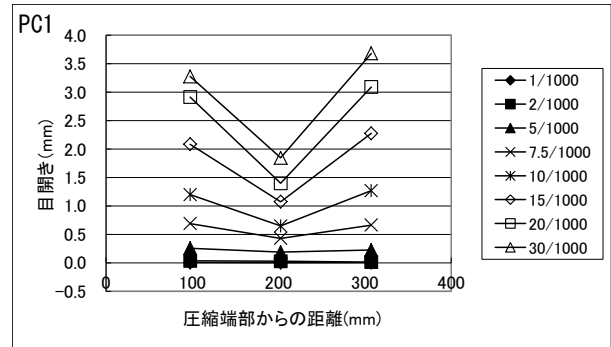
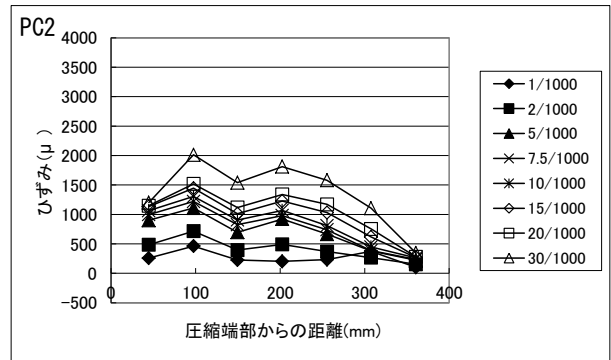


図-10 目開きの水平方向分布(2段目)

いても、2段目の測定結果を示す。ずれは、柱部材間の鉛直方向相対変位を変位計で測定した。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大した。

PC1では目開きと同様、2/1000までと比べて、5/1000からずれが増大し始めている。圧縮端部に近いほどずれ

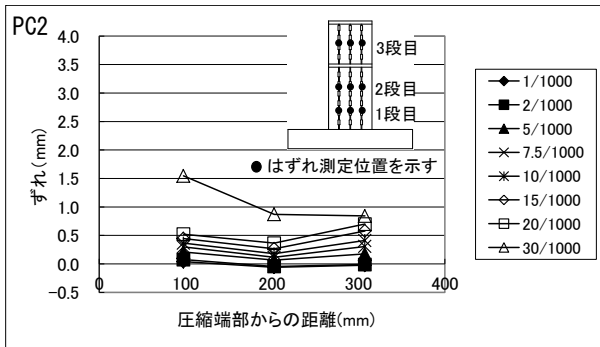
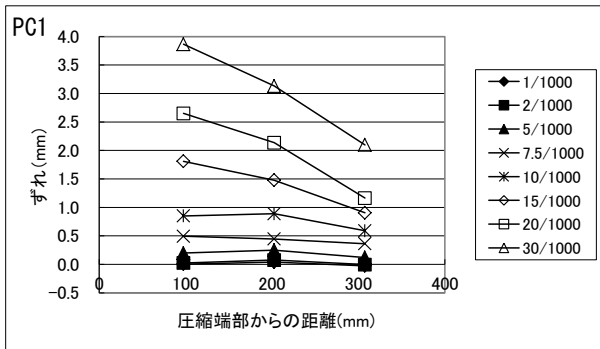


図-11 ずれの水平方向分布 (2 段目)

表-3 最大耐力 (単位:kN)

試験体	水平耐力			鉛直接合部耐力	
	実験値(負側)	計算値	実/計(負側)	作用せん断力	せん断耐力
PC1	103.0(107.5)	123.5	0.83(0.87)	399.9	384.9
PC2	114.8(111.5)	115.7	0.99(0.96)	374.6	415.7

水平耐力計算値 P_{NH} : 文献⁷⁾による
 $P_{NH} = M_u / H$; H : 加力点高さ $M_u = 0.5a_g \sigma_{yg1} D + 0.5ND(1 - N / (bDf_c))$
鉛直接合部作用せん断力: $P_{NH}Hw / Lw$ Hw : 壁柱高さ
 Lw : 両端柱中心間距離
鉛直接合部せん断耐力: 文献⁸⁾(9.3)式による $Q_{DV} = 0.10F_c \cdot A_{sc} + \sigma_{yg} \Sigma a_v$

は大きい傾向にある。最大値は 30/1000 で 3.9mm となった。最大値は、1 段目では圧縮端部側で 3.2mm, 3 段目では圧縮端部側で 1.4mm であった。

PC2 では圧縮端部側, 引張端部側と比べ, 中央部で小さい。全体的に値は PC1 より小さく, 20/1000 までの最大値は 0.7mm で, 30/1000 で圧縮端部側のひずみが急増し, 最大値は 1.5mm となった。他の段の最大値は, 1 段目では圧縮端部側において 30/1000 で値が 0.8mm から急増し 1.9mm, 3 段目では圧縮端部側で 1.0mm である。

4. 最大耐力

表-3 に最大耐力を示す。水平耐力の計算は, 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, 表-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, 鉛直接合部の破壊により一体性の弱まった PC1 では, 13~17%低い。一体性がほぼ保たれた PC2 では 1 に近い値となった。鉛直接合部耐力についても, 表-3 に示す式を用いた。ただし, せん断耐力を求める際, 水平つなぎ筋量を接合筋量とみな

した。作用せん断力は, 鉛直接合部破壊の顕著であった PC1 ではせん断耐力計算値を上回り, 顕著な破壊のなかった PC2 ではせん断耐力計算値まで達しなかった。

5. まとめ

RC 造コア壁をフルプレキャスト化した場合の構造性能を検討するため, プレキャスト壁柱による水平加力実験を行った。実験の結果, 以下のことが明らかとなった。

- 1) 水平つなぎ筋を用いることで, 接合筋がなくともプレキャスト柱を一体化でき, 耐力, 靱性を確保できる。
- 2) 水平つなぎ筋量が少ない時, 接合部が破壊し, プレキャスト柱が独立した挙動を示し, 耐力, 靱性が低下する。
- 3) 水平つなぎ筋を所定の量配筋することで, 鉛直接合部の目開きが 1.1mm 以下, ずれが 1.9mm 以下となった。
- 4) 水平つなぎ筋によりプレキャスト柱を一体化した場合, 水平耐力は既往の柱の曲げ耐力式でほぼ算定できる。
- 5) 鉛直接合部耐力は, 既往の耐力式による検討結果が破壊形式に対応していた。

謝辞

本研究は科研費基盤研究 (C) (23560683 代表者 仲地唯治) の助成を受けた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 仲地唯治, 南 直行: 鉄筋コンクリート造コア壁の拘束筋による端部拘束効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.361-366, 2010.7
- 2) 南 直行, 仲地唯治: 鉄筋コンクリート造コア壁における壁板の圧縮性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.367-372, 2010.7
- 3) 仲地唯治, 徳永諒太: 鉄筋コンクリート造コア壁の端部拘束効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.379-384, 2011.7
- 4) 向出静司, 古宮嘉之, 山本憲一郎, 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性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.805-810, 2003.7
- 5) 毛利 浩他: コ型 PCaPC 造コア壁に関する実験的研究 (その 1, その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.805-808, 2007.8
- 6) 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, No.2, pp.463-468, 2009.7
- 7) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990
- 8) 日本建築学会: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説, 1982