

論文 PC 鋼材種が PCaPC 柱の耐震性能に及ぼす影響に関する実験的研究

谷 昌典*1・中藪 佑介*2・長嶺 安佐子*2・孫 玉平*3

要旨: PC 鋼材種 (丸鋼棒, 異形鋼棒, アンボンド) を実験変数とした PC 圧着柱に対する載荷実験を行い, PC 鋼材の付着性状が PC 圧着柱の耐震性能に及ぼす影響を検証した。その結果, 残留変形やエネルギー吸収性能を含めた履歴特性に, PC 鋼材の付着性状が大きな影響を及ぼさないことが明らかとなった。最大耐力は PC 鋼材の付着性状が良好な順で高い値を示し, 断面解析により最大耐力を安全側で精度良く評価できた。また, 圧縮側 PC 鋼材の挙動は PC 鋼材の付着性状に大きく依存しないことを示した。

キーワード: プレストレストコンクリート, 柱, ポストテンション, 付着, 曲げ耐力

1. はじめに

工場製作されたプレキャスト部材を建設現場でポストテンションによって圧着接合して骨組を構築するプレキャストプレストレストコンクリート (以下, PCaPC) 構造では, 施工性や構造上の観点から, 柱にもプレストレスを導入する。これまでは, PC 柱の PC 鋼材には丸鋼棒が主として使用されてきたが, 2007 年の改正告示によりアンボンド PC 部材が耐震部材に使用可能となったことや, 2008 年に JIS に異形鋼棒が規定されたことから, 今後, PC 柱には様々な付着性状を有する PC 鋼材が用いられるようになると思われる。過去に, アンボンド PC 柱とボンド PC 柱の力学性状を比較した実験的研究としては, 例えば文献 1)~3)がある。また, 引抜試験による PC 鋼材単体の付着性状に関する研究もいくつか行われているが, 部材中での PC 鋼材の付着性状に着目した実験例は非常に少ない。

そこで, 本研究では PC 鋼材種 (丸鋼棒, 異形鋼棒, アンボンド) を実験変数とした PC 圧着柱に対する載荷実験を行い, PC 鋼材の付着性状が PC 圧着柱の耐震性能に及ぼす影響を検証した。具体的には, 履歴性状 (残留変形, エネルギー吸収性能) や破壊性状といった構造的な性能について試験体同士で比較を行ったほか, 部材内での PC 鋼材の挙動を確認し, 曲げ耐力評価に関して検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

(1) 試験体諸元及び材料特性

本実験の試験体は, 図-1 に示す片持ち形式のプレキャストプレストレストコンクリート圧着柱で, 縮尺は実部材の 1/3 程度である。断面 250mm×250mm, 高さ 590mm の柱部分と, 断面 350mm×1100mm, 高さ 450mm のスタ

ブ部分を別々に作成し, 厚さ 20mm の高強度無収縮モルタル目地を介して, プレストレス力によって圧着接合した。せん断スパン a は 3 体とも 500mm とした (せん断スパン比 2.0)。本実験では, 表-1 に示すように PC 鋼材種及びグラウトの有無を実験変数とし, 計 3 体の試験体を作成した。RPC-N33-u 及び DPC-N33-u にはプレストレス導入直後にシース内にグラウトを注入した。また, スタブに曲げひび割れやせん断ひび割れが発生するのを防ぐため, 水平方向に約 250kN の圧縮力を与えた。

本実験のコンクリート設計基準強度 F_c は 40N/mm² とし, 粗骨材最大粒径 20mm のレディーミクストコンクリートを使用した。目地部モルタルには, プレミックス無収縮グラウト材と水を, 水セメント比 36% の割合で配合したものを, グラウトは, 普通ポルトランドセメントと水を, 水セメント比 45% で配合したものをそれぞれ使用した。実験時のコンクリート, モルタル及びグラウトの材料試験結果を表-2 に示す。

PC 鋼材には, RPC-N33-u 及び UPC-N33-u に $\phi 13$ 丸鋼棒 (B 種 1 号: SBPR930/1080) を, DPC-N33-u に U12.6 細径異形鋼棒 (D 種 1 号: SBPDN1275/1420) をそれぞれ使用した。PC 鋼材の定着端間距離はロードセルを含めて 1154mm である。また, PC 鋼材径に関係なく同径のシース (#1028) を使用しており, 柱全断面に対するシースによる断面欠損の割合は 3.9% である。また, 横補強筋には, D6 異形鉄筋 (SD295A) を溶接閉鎖型として 40mm 間隔で配筋した (横補強筋比 $p_n=0.63\%$)。軸筋には D10

表-1 実験変数

| 試験体名 | PC 鋼材 | |
|-----------|--------------|------|
| | 配筋 | グラウト |
| RPC-N33-u | 4- $\phi 13$ | あり |
| DPC-N33-u | 4-U12.6 | あり |
| UPC-N33-u | 4- $\phi 13$ | なし |

*1 独立行政法人建築研究所 構造研究グループ 研究員 博士 (工学) (正会員)

*2 神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 博士前期課程

*3 神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

異形鉄筋 (SD295A) を用いており、目地部でカットオフされているため、圧縮力は負担するが引張力は負担できない。表-3 に PC 鋼材および鉄筋の材料試験結果を示す。

(2) プレストレス力及び軸力

緊張直後の目標プレストレス力は、φ13 (B種1号) の規格降伏耐力の 0.8 倍に相当する 98.7kN/本とした。DPC-N33-u のみ異なる PC 鋼材を使用しているが、他の 2 体と同じ緊張力とした。軸力載荷前後のプレストレス力及び試験体に作用させた軸力を表-4 に示す。なお、軸力載荷前の値は柱脚側定着端に設置したロードセル

による値であり、軸力載荷後は圧着面位置に貼付したひずみゲージにより計測されたプレストレス力の変動を考慮した値である。また、各試験体の軸力は、軸力載荷後のプレストレス力と軸力の合計値が軸力比 0.33 に相当する 920kN となるように決定した。

(3) 試験体設計

各試験体の N-M インターアクションを図-2 に示す。曲げ耐力は、柱断面に平面保持を仮定 (UPC-N33-u のみ、PC 鋼材にひずみ適合係数 F 値 0.2⁴⁾ を適用) し、ACI コンクリート等価応力ブロック (以下、ACI ブロック) を用いて計算した。使用材料の材料特性には、表-2 及び

表-2 コンクリート、モルタル及びグラウトの材料特性

| | f'_c (N/mm ²) | ϵ_c (%) | E_c (kN/mm ²) |
|--------|--------------------------------|---------------------|--------------------------------|
| コンクリート | 44.2 | 0.22 | 30.7 |
| モルタル | 53.2 | 0.28 | 25.9 |
| グラウト | 52.5 | 0.48 | 15.5 |

ここに、 f'_c : シリンダー圧縮強度、 ϵ_c : 圧縮強度時ひずみ、 E_c : $1/3f'_c$ 割線弾性係数

表-3 PC 鋼材および鉄筋の材料特性

| 呼び | 規格 | f_y (N/mm ²) | ϵ_y (%) | f_u (N/mm ²) | E_s (kN/mm ²) |
|-------|--------|-------------------------------|---------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| φ13 | B種1号 | 1078 | 0.57 | 1126 | 199.5 |
| U12.6 | D種1号 | 1399 | 0.66 | 1501 | 213.8 |
| D10 | SD295A | 369 | 0.19 | 521 | 192.7 |
| D6 | SD295A | 449 | 0.24 | 533 | 184.4 |

ここに、 f_y, ϵ_y : 降伏点応力及びひずみ、 f_u : 引張強度、 E_s : 弾性係数

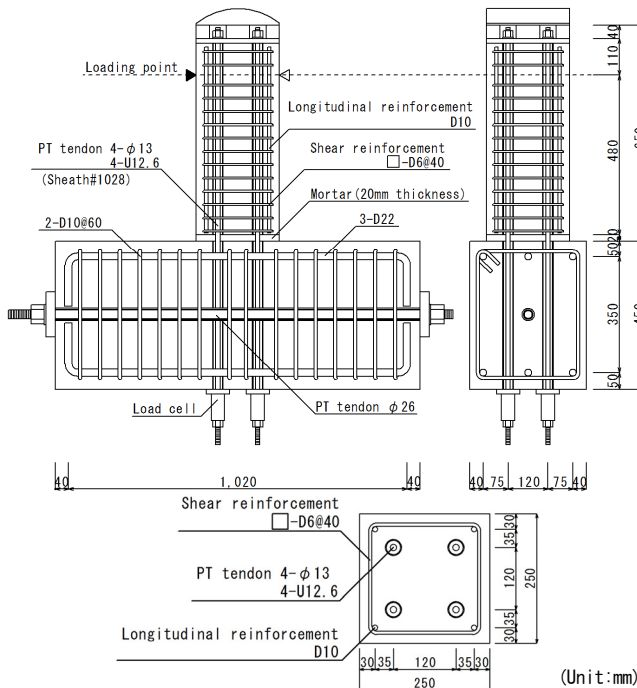


図-1 試験体詳細

表-4 プレストレス力及び軸力

| | P_e (kN) | | N (kN) |
|-----------|-------------|-------------|-------------|
| | 軸力載荷前 | 軸力載荷後 | |
| RPC-N33-u | 378 (0.137) | 355 (0.129) | 565 (0.205) |
| DPC-N33-u | 384 (0.139) | 363 (0.131) | 557 (0.202) |
| UPC-N33-u | 370 (0.134) | 350 (0.127) | 570 (0.206) |

ここで、 P_e : プレストレス力、 N : 軸力

*括弧内は bDf'_c に対する比

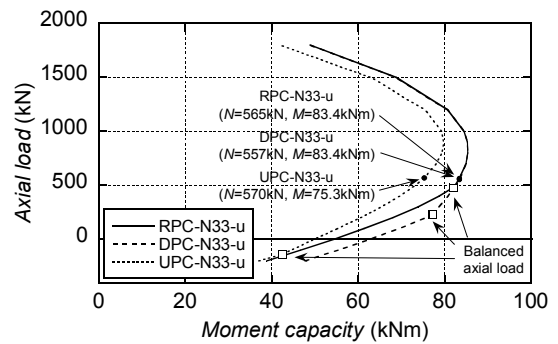


図-2 N-M インターアクション

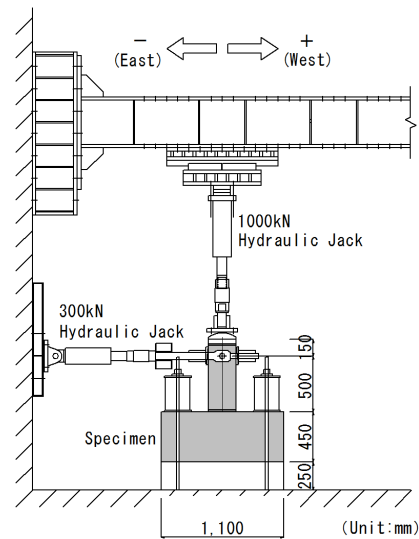


図-3 載荷装置

表一3に示す材料試験値を用い、軸筋及びPC鋼材は完全弾塑性とした。また、軸筋は圧縮側のみ考慮した。図中に□点で釣合軸力点（引張側PC鋼材降伏と圧縮縁コンクリートひずみ0.3%到達が同時）を示す。図一2に示す通り、本実験で想定する軸力では、いずれの試験体でもPC鋼材は未降伏であり、PC鋼材の降伏耐力が異なるRPC-N33-uとDPC-N33-uの曲げ耐力はほぼ等しい。また、本実験では、PC鋼材の付着性状が履歴性状及び曲げ耐力といった曲げ性状に及ぼす影響の把握を目的としており、試験体は3体ともせん断破壊に対して曲げ破壊が先行するような設計とした（せん断余裕度1.13~1.40）。

2.2 荷重装置および測定方法

図一3に荷重装置を示す。1000kN油圧ジャッキで所定の圧縮軸力を与えた状態で、300kN油圧ジャッキで水平力を作用させた。最初の正負1サイクルのみ荷重制御（±30kN）で行い、その後は部材角制御で、 $R=0.0025\text{rad}$, 0.005rad , 0.0075rad , 0.01rad , 0.015rad , 0.02rad , 0.025rad , 0.03rad を目標部材角とする正負交番繰り返し載荷（ $R=0.03\text{rad}$ のみ1回繰り返し、それ以外は各2回）とした。なお、部材角 R は、水平変位をせん断スパンで除することにより算出した。水平変位はスタブに対する荷重点位置の相対水平変位とし、スタブに固定した治具を介して荷重点位置に設置した変位計により計測した値とした。また、グラウトを有するRPC-N33-u及びDPC-N33-uについては、部材内におけるPC鋼材の挙動を把握するため、圧着面位置を基準として、-250mmから500mm（上向き正）の範囲において、125mm間隔でPC鋼材のひずみを計測した。

3. 実験結果及び考察

3.1 実験経過及び破壊性状

各試験体の柱脚曲げモーメント-部材角関係を図一5に示す。柱脚曲げモーメント M は式(1)により算出した。

$$M = Q \cdot a + N \cdot \delta \quad (1)$$

ここで、 Q : 水平力、 a : せん断スパン (=500mm)、 N : 軸力、 δ : 水平変位である。

図中、□点で柱脚目地に離間を目視で確認した点、○点でモーメントが最大となった点、△点で最初に引張側PC鋼材が引張降伏した点をそれぞれ示す。また、図一6に各試験体の $R=0.5\%$ 、 1.0% 、 2.0% におけるひび割れの発生状況をそれぞれ示す。図中のグリッド間隔は50mmで、右方向が荷重の正方向である。

実験時の経過としては、3体ともほぼ同様の傾向を示した。まず、 $R=0.25\%$ サイクルの途中で柱-目地間またはスタブ-目地間に離間が確認され、その後、剛性が徐々に低下した。 $R=0.75\%$ サイクルでは目地モルタル及びコンクリートの圧縮側表面に軽微な剥離が発生し始

め、剛性がさらに大きく低下した。その後、変形の増大に伴って柱脚部の圧縮側における損傷が進展し、 $R=1.5\%$ サイクルで曲げモーメントが最大値を示した。この時点では、いずれの試験体でもPC鋼材の降伏は確認されておらず、破壊形式は3体とも曲げ圧縮破壊である。

図からも分かるように、柱脚におけるコンクリートの損傷は、圧着面から長さ200mmの領域に集中した。DPC-N33-uでは柱に曲げひび割れが多数発生したが、ひび割れ幅は小さく、いずれの試験体においても柱脚目地の離間に曲げひび割れが集中したと考えられる。グラウトを有する2体では、最大耐力後にPC鋼材が降伏し、UPC-N33-uでは最終荷重サイクルまでPC鋼材の降伏は確認されなかった。

3.2 残留変形及びエネルギー吸収性能

各試験体の水平力除荷時における残留部材角の正負平均値と経験最大部材角の関係を図一7に示す。いずれの試験体もほぼ同様の傾向を示し、最大耐力を示した $R=1.5\%$ サイクル以降に残留部材角が大きく増加した。しかし、 $R=3.0\%$ サイクルでも、全ての試験体の残留部材角は、文献5)に示される修復限界状態IとIIの閾値（ $R=1/400$ ）を下回った。

各試験体の等価粘性減衰定数と経験最大部材角の関係を図一8に示す。また、式(2)で表わされる告示式（建設省告示第1457号第6第2項）の第1項による値を一点鎖線で図中に併せて示す。

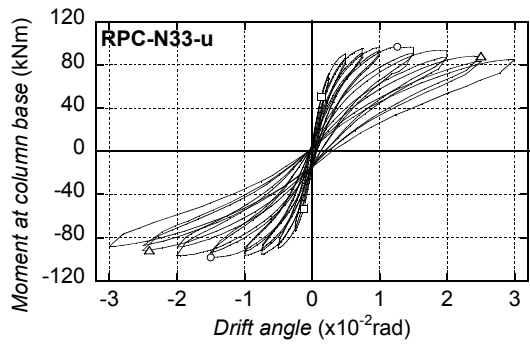
$$h = \left(0.06 + 0.19\sqrt{1-\lambda} \right) \left(1 - \frac{1}{\sqrt{D_f}} \right) + 0.05 \quad (2)$$

ここで、 λ : 部材曲げ強度に及ぼすPC鋼材の寄与率（1とした）、 D_f : 部材の塑性の程度を表す数値（降伏部材角は1/150とした）である。

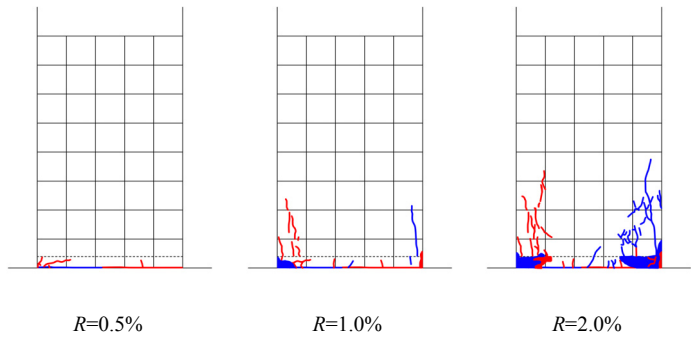
残留部材角と同様、試験体間で明瞭な傾向の差は確認できなかった。各1回目サイクルではコンクリートの損傷が顕著になった $R=1.5\%$ 以降でそれ以前よりやや大きな値を示した。一方で、各2回目サイクルにおいては0.04~0.06でほぼ一定となり、告示式による計算値を全体的に上回った。なお、損傷がほとんど確認されなかった $R=0.25\%$ や $R=0.5\%$ の等価粘性減衰定数がそれ以降の部材角と同程度以上の値を示したのは、鉛直ジャッキ上部に設置したスライダの摩擦による影響とみられる。

3.3 PC鋼材挙動

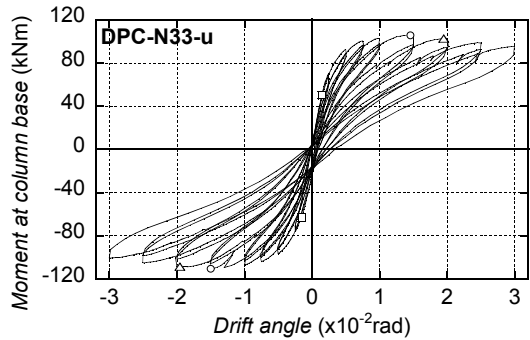
各試験体の各1回目ピーク変形時におけるPC鋼材張力合計値（2本ずつ）の変動を図一9に示す。RPC-N33-u及びDPC-N33-uの値は、圧着面位置に貼付したひずみゲージによる計測値で、PC鋼材応力は応力-ひずみ関係モデルにMenegotto-Pinto式を用いて算定した。Menegotto-Pinto式のパラメータは文献6)、7)に準拠して



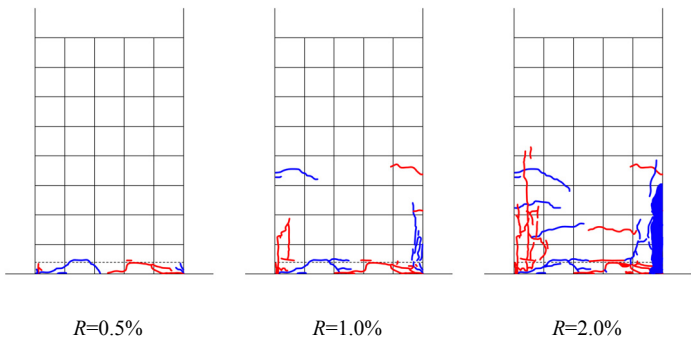
(a) RPC-N33-u (丸鋼棒, グラウトあり)



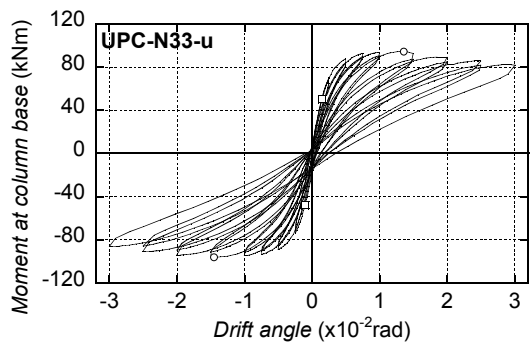
(a) RPC-N33-u



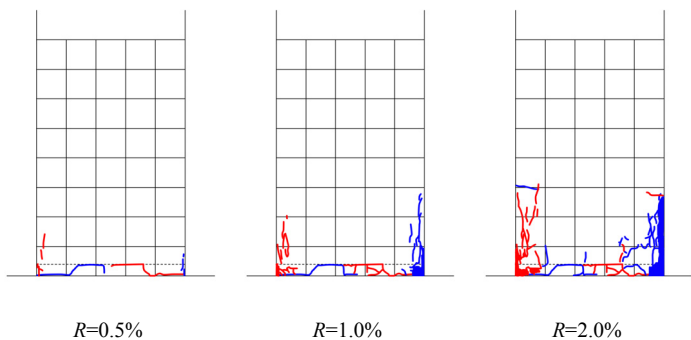
(b) DPC-N33-u (異形鋼棒, グラウトあり)



(b) DPC-N33-u



(c) UPC-N33-u (丸鋼棒, グラウトなし)



(c) UPC-N33-u

図-5 モーメント-部材角関係

図-6 ひび割れ図

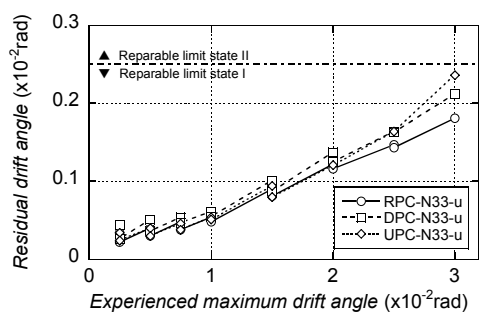


図-7 残留部材角

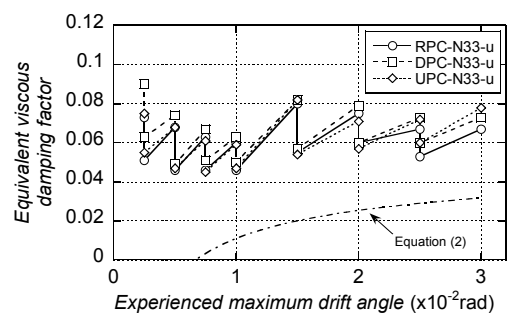


図-8 等価粘性減衰定数

定め、降伏後の漸近線は降伏点と最大応力点を結ぶ直線として定義した。UPC-N33-u の値は柱脚側定着端に設置したロードセルによる計測値である。

引張側 PC 鋼材張力の増加量は DPC-N33-u が最も大きく、RPC-N33-u、UPC-N33-u の順となった。一方、圧縮

側 PC 鋼材張力に関しては、試験体間で明確な傾向は確認されなかった。なお、図より、 $R=0.75\%$ 以降では、DPC-N33-u の引張側 PC 鋼材張力が丸鋼棒の降伏耐力を上回っていることから、RPC-N33-u も PC 鋼材の付着性状が良好であれば早期に降伏していたと考えられる。

RPC-N33-u 及び DPC-N33-u の各 1 回目正側ピーク変形時の引張側 PC 鋼材の付着応力度分布を図-10 に示す。PC 鋼材の付着応力度は、隣接する計測点間の張力差を表面積で除することにより算出し、圧着面から離れる方向を付着応力度の正方向とした。 $R=0.25\%$ では両試験体ともほぼ同程度の値を示したが、 $R=0.5\%$ 以降では、RPC-N33-u の付着応力度が頭打ちになったのに対して、DPC-N33-u の付着応力度は変形の増大に伴って大きく増加した。最大耐力時の付着応力度は、RPC-N33-u では 1.5N/mm^2 程度、DPC-N33-u では 4N/mm^2 程度であった。

3.4 曲げ耐力評価

各試験体の最大曲げモーメント M_{exp} 及び正負平均値を表-5 に示す。RPC-N33-u に対する DPC-N33-u の最大曲げモーメントの比は 1.11 となった。DPC-N33-u のみ降伏耐力の高い PC 鋼材を使用したために単純な比較はできないが、前節で示した通り、RPC-N33-u と比較して、DPC-N33-u の引張側 PC 鋼材張力が大きく増加し、その結果、最大耐力が大きくなったと考えられる。一方、RPC-N33-u に対する UPC-N33-u の最大曲げモーメントの比は 0.98 となった。これは、PC 鋼材に付着が無い UPC-N33-u の PC 鋼材張力変動が小さかったためであるが、両者の最大曲げモーメントの差は非常に小さい。

2.1 で示した方法による曲げ耐力計算結果 M_{cal} を表-

5 に併せて示す。計算値に対する実験値の比は 1.17~1.30 となり、全ての試験体に対してかなり安全側の評価となった。これは、ACI ブロックでは横拘束の効果が考慮されていないことによる影響とみられる。そこで、コンクリートの応力-ひずみ関係に横拘束の影響を考慮できる NewRC モデル⁸⁾を用いた M- ϕ 断面解析を行った。M- ϕ 断面解析に用いた仮定は次の通りである。

- ・断面はせい方向に 400 分割した。
- ・柱断面に平面保持を仮定 (UPC-N33-u のみ、PC 鋼材にひずみ適合係数 F 値 0.2 を適用) した。
- ・コンクリートの応力-ひずみ関係に NewRC モデルを用い、コアコンクリートとカバーコンクリートを区別した。
- ・PC 鋼材及び普通強度鉄筋は完全弾塑性とした。
- ・各材料の特性値は材料試験値を用いた。

M- ϕ 断面解析によって得られた曲げモーメント最大値 M_{cal2} を表-5 に併せて示す。表に示す通り、 M_{cal2} は M_{cal1} より全体的に大きな値となり、計算値に対する実験値の比は 1.09~1.19 となり、やや安全側ながら良好な精度で実験結果を予測できた。

曲げ耐力を適切に評価するためには、耐力時の PC 鋼材張力を適切に評価することが重要である。そこで、実験及び M- ϕ 断面解析の最大曲げモーメント時における

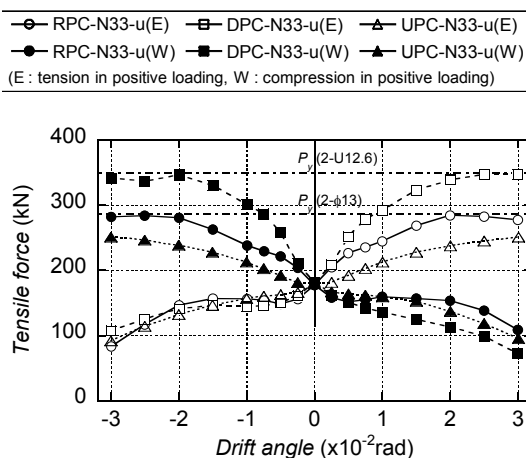


図-9 PC 鋼材張力-部材角関係

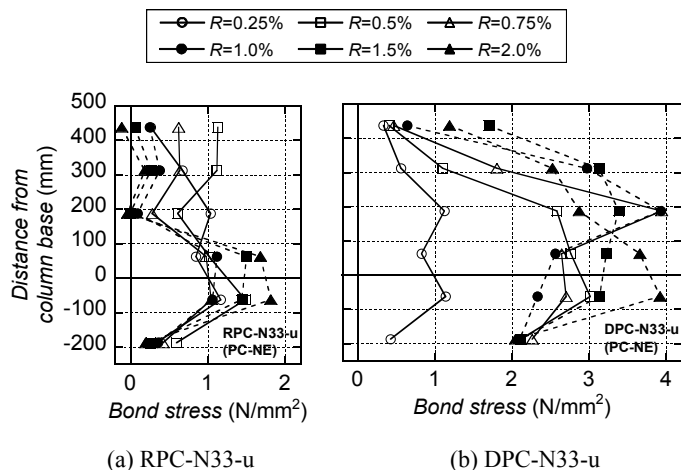


図-10 PC 鋼材付着応力度分布

表-5 曲げ耐力実験値及び計算値

| | | M_{exp} (kNm) | M_{exp} 平均 (kNm) | RPC-N33-u との比 | M_{cal1} (kNm) | M_{exp}/M_{cal1} | M_{cal2} (kNm) | M_{exp}/M_{cal2} |
|-----------|---|--------------------|-----------------------|------------------|---------------------|--------------------|---------------------|--------------------|
| RPC-N33-u | + | 96.6 | 97.5 | - | 83.4 | 1.17 | 89.6 | 1.09 |
| | - | -98.4 | | | | | | |
| DPC-N33-u | + | 105.7 | 108.1 | 1.11 | 83.4 | 1.30 | 94.9 | 1.14 |
| | - | -110.6 | | | | | | |
| UPC-N33-u | + | 94.4 | 95.2 | 0.98 | 75.3* | 1.27* | 80.0* | 1.19* |
| | - | -96.0 | | | | | | |

*F 値を 0.2 として計算した値

表-6 最大耐力時における PC 鋼材ひずみ増分

| | | $\Delta\epsilon_{p,exp}$ (%) | $\Delta\epsilon_{p,cal}$ (%) | $\Delta\epsilon_{p,exp}/\Delta\epsilon_{p,cal}$ | |
|-----|-----------|---------------------------------|---------------------------------|---|------|
| 引張側 | RPC-N33-u | + | 0.130 | 0.297 | 0.44 |
| | | - | 0.132 | | |
| | DPC-N33-u | + | 0.242 | 0.343 | 0.71 |
| | | - | 0.260 | | |
| | UPC-N33-u | + | 0.086 | 0.296 | 0.29 |
| | | - | 0.089 | | |
| 圧縮側 | RPC-N33-u | + | -0.060 | 0.128 | 0.63 |
| | | - | -0.050 | | |
| | DPC-N33-u | + | -0.084 | 0.096 | 0.66 |
| | | - | -0.122 | | |
| | UPC-N33-u | + | -0.061 | 0.096 | 0.63 |
| | | - | -0.047 | | |

PC 鋼材ひずみを比較し、PC 鋼材の付着性状による影響を検証する。各試験体の最大曲げモーメント時における軸力載荷後からの PC 鋼材ひずみ増分 $\Delta\epsilon_{p,exp}$ 、前述の M- ϕ 解析における最大曲げモーメント時の PC 鋼材ひずみ増分 $\Delta\epsilon_{p,cal}$ 及びこれらの比を表-6 に示す。いずれの $\Delta\epsilon_{p,exp}/\Delta\epsilon_{p,cal}$ も 1 を下回っており、異形鋼棒を用いた DPC-N33-u も含め、実際には PC 鋼材の付着が完全でなく、平面保持仮定が成立していなかった可能性を示している。これは、DPC-N33-u で使用した異形鋼棒が、一般的に用いられるねじ節の異形鋼棒に比べて表面の凹凸が少なく、付着力が十分でなかったためと考えられる。なお、引張側 PC 鋼材では試験体によって $\Delta\epsilon_{p,exp}/\Delta\epsilon_{p,cal}$ の値に明らかな差が確認できたのに対して、圧縮側 PC 鋼材では試験体間での差が見られず、同一の試験体でも、圧縮側と引張側では $\Delta\epsilon_{p,exp}/\Delta\epsilon_{p,cal}$ が大きく異なる結果となった。このことから、断面解析を行う際に F 値を用いる場合は、引張側と圧縮側でそれぞれ別の値を設定することが望ましいと考えられる。

4. 結論

PC 鋼材種とグラウトの有無を実験変数とした PCaPC 圧着柱に対する載荷実験を行い、PC 鋼材の付着性状が PCaPC 圧着柱の力学挙動に及ぼす影響について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 実験時の経過や残留変形、エネルギー吸収性能に関しては、試験体間で明瞭な差は確認できなかった。RPC-N33-u (丸鋼棒, グラウトあり) に対する DPC-N33-u (異形鋼棒, グラウトあり) 及び UPC-N33-u (丸鋼棒, グラウトなし) の最大耐力の比は 1.11 及び 0.98 となった。
- (2) RPC-N33-u の PC 鋼材の付着応力度は $R=0.5\%$ 以降で頭打ちになったのに対して、DPC-N33-u の付着応力

度は変形の増大に伴って増加する傾向が見られ、最大耐力時の RPC-N33-u 及び DPC-N33-u の付着応力度は、それぞれ $1.5\text{N}/\text{mm}^2$ 程度、 $4\text{N}/\text{mm}^2$ 程度であった。

- (3) ACI ブロックを用いた断面解析では実験時の最大耐力を大きく過小評価したのに対して、コンクリートの応力-ひずみ関係に横補強筋による拘束効果を考慮した NewRC モデルを用いた M- ϕ 断面解析は、実験結果を安全側に精度良く評価した。
- (4) M- ϕ 断面解析と実験時の PC 鋼材ひずみ増分を比較した結果、実験時の PC 鋼材ひずみの増加は平面保持を仮定した場合よりも大幅に小さく、引張側 PC 鋼材では試験体によって明らかな差が確認できたのに対して、圧縮側 PC 鋼材では試験体間での差が見られなかった。

謝辞

本研究は科学研究費補助金 (課題番号 22760418) の助成を受けたものである。本研究の遂行にあたり、神戸大学・金尾優技術職員には多大なるご協力を頂いた。京都大学・西山峰広教授、同・河野進准教授、同・岩本敏憲技術職員には、貴重なご助言を頂くとともに、実験機材を融通して頂いた。試験体に使用した PC 鋼材は高周波熱練よりご提供頂いた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 谷昌典, 西山峰広: プレキャストプレストレストコンクリート圧着柱の曲げせん断性状と変形性能, 日本建築学会構造系論文集, No.623, pp.103-110, 2008.1
- 2) 稲田剛知, 西山峰広: アンボンド PC 圧着柱の耐震性能, 第 13 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.79-84, 2004.10
- 3) 芹澤好徳, 前田博司, 西山峰広: アンボンド圧着接合柱の力学性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.1015-1018, 2003.9
- 4) 六車熙, 渡辺史夫, 西山峰広: アンボンド PC 部材の曲げ終局耐力に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.26, No.1, pp.10-16, 1984.1
- 5) 日本コンクリート工学協会: プレストレス技術の有効利用研究委員会報告書, pp.3-7, 2009.10
- 6) 三隅哲志, 田川浩之, 西山峰広: PC 鋼棒の応力度-ひずみ関係のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.885-886, 1997.9
- 7) 平尾正, 中塚侑, 溝口茂: PC 鋼材の繰返し応力-ひずみ関係モデル, 日本建築学会構造系論文集, No.550, pp.7-14, 2001.12
- 8) 崎野健治, 孫玉平: 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, No.461, pp.95-104, 1994.7