プレストレストコンクリート圧着柱の曲げ耐力評価

FLEXURAL CAPACITY EVALUATION OF PRECAST
PRESTRESSED CONCRETE COLUMNS

西山 峰 広*, 谷 昌 典**

Minehiro NISHIYAMA and Masanori TANI

A flexural capacity evaluation method for precast prestressed concrete columns is proposed in the paper based on cyclic loading tests on post-tensioned column-foundation assemblages by the authors and several column specimens in past research. The ACI rectangular concrete stress block and the design equations in *Standard for Structural Design and Construction of Prestressed Concrete Structures* published by Architectural Institute of Japan are also used for comparison. The proposed evaluation method for flexural capacity of precast prestressed concrete columns is verified against the experimental results. A good agreement is obtained between the evaluated and experimental results. Precast columns post-tensioned by unbonded tendons are included taking incompatibility of strains between concrete and prestressing steel into account.

Keywords: Prestressed concrete, column, post-tensioned, prestress, bond, flexural capacity, unbond

プレストレストコンクリート, 柱, ポストテンション, プレストレス, 付着, 曲げ耐力, アンボンド

1. はじめに

プレストレストコンクリート（以下 PC と略記）は、圧着工法として構造骨組に利用されてきており、すでにプレキャスト PC（以下 PCaPC と略記）を利用した超高層建物も建設されている。プレストレスは元来、たわみを制御したり、ひび割れの発生を抑制したり、大スパンを可能にするなど常時荷重下での部材性能を向上させるために導入される。一方、PCaPC では、施工性の観点から柱にもプレストレスを導入する。この場合、柱軸圧縮力に加えて、プレストレス力を与えることになるので、柱は大きな圧縮力を受けることになる。通常は、長期軸力とプレストレス力とをあわせた軸圧縮力が、長期許容圧縮応力度以内となるように柱断面を大きくしたり、コンクリート設計基準強度を上げたりすることになる。このような大きな軸圧縮力は、一般に柱の変形性能にとっては不利となるが、過大とならない限りは、プレストレスによる復元性に期待することができる。すなわち、地震後の残留変形を小さくすることが可能となる。

PC 柱の研究は、過去いくつか見られるが、設計に必要となる曲げ耐力、せん断耐力、変形性能などについての知見が十分に得られているとは言えない。曲げ耐力に関して言えば、柱の場合、特に軸力が大きく、鋼材が降伏しない場合、コンクリートの耐荷性状の影響もあり、その曲げ耐力の評価は難しいものとなっている。特に圧縮側に配置された鋼材の扱いが重要となる。

さらには、まもなく公示される PC に関する改正告示では、アンボンド PC 鋼材を構造部材に利用できるようになる。アンボンド PC 部材は、グラウト注入の手間がないことに加え、再緊張を行えること、および、脱着可能な接合部とすることができることなどにより、環境対応型の構造を構築できることが最近注目されている。また、アンボンドとすることにより、骨組の大変形時においても PC 鋼材を弾性範囲に保持することが可能となり、復元性を高めることができる。このような骨組とエネルギー吸収デバイスなどを組み合わせて、新しい構造システムを構築することも可能である。

過去、梁部材に対しては、アンボンド PC に関する実験的および解析的研究が行われてきた。付着がないため、平面保持仮定が成立せず、曲げ耐力精算¹⁾が難しいことから、そのほとんどは、曲げ耐力略算法を提案するものであった^{2),3)}。略算法では、曲げ耐力時の PC 鋼材応力を簡単な式で表現するものであり、これと、コンクリートの応力-ひずみ関係を用いて曲げ耐力を算定する。あるいは、曲げ耐力自体を略算式で与える提案もある。一方、アンボンド PC 柱に対する研究はない。

本研究では、PC 圧着柱の曲げ耐力評価方法に関して検討する。付着のある場合とない場合のプレキャスト PC 柱に対する載荷実験結果に基づき、ACI 応力ブロックを用いた平面保持解析、日本建築学会「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」に記されている略

* 京都大学大学院工学研究科都市環境工学専攻 助教授・工博

Assoc. Prof., Dept. of Urban and Environment Engineering, Kyoto University, Dr. Eng.
Graduate Student, Dept. of Urban and Environment Engineering, Kyoto University, M. Eng.** 京都大学大学院工学研究科都市環境工学専攻
大学院生・工修

算式などに対して検討を加え、最終的に PC 柱の曲げ耐力算定法を提案する。

ここで対象としているのは PCaPC 柱であるが、特に圧着部あるいは圧着部グラウトモルタルに関して扱っていない。PCa としているのは、柱と基礎部の接合面では PC 鋼材のみが通し配筋されている場合を扱っているためである。

2. 曲げ耐力の評価

2.1 鋼材の付着

付着のない鋼材を用いた PC 部材の曲げ耐力評価に関しては、過去、いくつかの研究が発表されているが、その対象は、軸力が作用しない梁部材である。また、ACI 規準で想定しているように、鉛直荷重下での挙動を扱ったものが多く、地震時荷重を想定した研究はほとんどない。

付着のない鋼材を用いた PC 部材の曲げ耐力時 PC 鋼材張力は、部材の変形状態によって決定される。これは、鋼材の全長にわたる伸びと、鋼材配置位置でのコンクリートひずみの積分値として得られるコンクリートの伸びが等しいという変形適合条件が満足されるためである。このような条件を満足するような数値解析を行うことは可能であり、また、有限要素法も適用できるので、いくつかの研究が発表されている^{9),10)}。しかしながら、そのような解析は煩雑であり、設計実務には向かないものとなる。そのため、簡略で精度のよい曲げ耐力評価法が望まれる。そのひとつとしてモーメントが最大となる断面において、コンクリートのひずみ増分に対する鋼材のひずみ増分の比を F 値として定義し、これを載荷状態や断面配筋などをパラメータに与えることにより鋼材の応力を決定し、コンクリートに対しては平面保持を仮定した断面解析を行うことが略算法として提案されている⁶⁾。

2.2 圧縮側鋼材の考慮

文献 7) では、PC 鋼材が多段配置された断面の終局曲げ強度を算定する際に圧縮側に位置する PC 鋼材の引張力を一定値の仮想軸力として算定式に考慮する式（以下、A 式とする）を提案している。また、文献 8) では、上記の学会式に軸力項を付加し、軸力を受ける柱部材にも対応できる形で曲げ耐力算定式を示している。しかしながら、文献 7), 8) 共に、軸力を受けない梁部材に関する検討のみで、軸力を受ける部材に関する検討はなされていない。そこで、本論文では、A 式を柱部材に適用する場合の耐力算出過程に関して検討を行い、必要に応じて修正を加え、過去に行われた実験結果と比較検討する。

梁部材を対象とした A 式では、PC 鋼材の圧縮側判定用に用いる x_n の第一次近似値算出時に、全 PC 鋼材が降伏していると仮定して q_{total} を用いているが、本論文で提案する柱部材を対象とした方法（以下、B 法とする）では、 x_n の第一次近似値算出には、PC 鋼材張力を有効プレストレス力とした q_c を用いるものとする（理由については後述）。なお、 q_c には軸力の項も含まれている。計算の流れを以下に示す。

(1) q_c を用いて x_n の第一次近似値を算出し、PC 鋼材の圧縮側判定を行う。

$$q_c = (P_c - a_c \sigma_y + N) / bDF_c \quad (1)$$

$$x_n = (q_c / k_1 k_3) D \quad (2)$$

(2) 圧縮側と判定された PC 鋼材の張力は A 式に示される仮想軸力の式を用いて算出し、引張側と判定された PC 鋼材張力は降伏耐力とする。

$$\zeta_i = 0.25 + 0.6d_{cpi} / q_{total} \quad (3)$$

$$q_{total} = (a_{pg} \sigma_{py} - a_c \sigma_y + N) / bDF_c \quad (4)$$

(3) 圧縮鉄筋の降伏を仮定して、力の釣合からコンクリート合力 C_c を求め x_n を再計算する。なお、普通引張鉄筋は通し配筋されていないため引張力を負担しないとして無視する。

$$C_c = a_p \sigma_{py} - a_c \sigma_y + N + \sum \zeta_i P_{ei} \quad (5)$$

$$x_n = C_c / (k_1 k_3 b F_c) \\ = (a_p \sigma_{py} - a_c \sigma_y + N + \sum \zeta_i P_{ei}) / (k_1 k_3 b F_c) \quad (6)$$

(4) 断面内の応力分布が決定するので、モーメントを求める。

$$M_u = a_p \sigma_{py} d_p - a_c \sigma_y d_c - C_c k_2 x_n + \sum \zeta_i P_{ei} d_{cpi} + ND / 2 \quad (7)$$

ここで、

a_p, a_c : 引張側 PC 鋼材及び圧縮鉄筋の断面積

b, D : 梁幅及び梁せい

d_p, d_c : 引張側 PC 鋼材及び圧縮鉄筋の重心位置から梁断面の圧縮縁までの距離

σ_{py}, σ_y : PC 鋼材及び圧縮鉄筋の降伏強度

F_c : コンクリート設計基準強度

P_e : PC 鋼材の有効プレストレス力

k_1, k_2, k_3 : 曲げ圧縮部コンクリートの応力ブロック係数
($k_1 k_3 = 0.83, k_2 = 0.42$ とする)

a_{pg} : 断面に配置された PC 鋼材断面積の総和

d_{cp} : 圧縮側にある PC 鋼材の重心位置から圧縮縁までの距離

$d_{cpi} = d_{cp} / D$

後に図 6 に示すように、曲げ耐力時の鋼材張力の合計値は、有効プレストレス力と大きく違わないが、鋼材の配置状態や断面に作用する軸力やプレストレス力の大きさによっては、(2)式と(6)式による x_n が異なることもある。そのような場合でも、曲げ耐力自体への影響はさほど大きくない。

なお、付着のない場合の PC 鋼材張力増分については、付着のある場合の有効プレストレス力からの PC 鋼材張力増分に 0.2 を乗じたものとする。これは、逆対称曲げを受けるアンボンド PC 梁部材に対する研究 6) においてひずみの適合係数 F 値を 0.2 とすればよい精度で曲げ耐力を評価できることに対応する。

3. 実験による検討

3.1 実験概要

試験体は、表 1 に示す 2 シリーズ計 10 体である。実験パラメータは、グラウトの有無と柱軸力比である。試験体作製に使用した材料の力学特性を表 2 と表 3 に示す。なお、鉄筋応力を求める際には、公称断面積を用いた。試験体名に PCa が付く A シリーズは、すでに文献 9) において、また、u1, u2, b1 および b2 の 4 体の B シリーズに関し

表1 試験体一覧

試験体名	グラウトの有無	η_N	P_e (kN)	η_{N+P}
PCa-u1	無	0.15	603.4	0.430
PCa-u2	無	0.30	609.7	0.583
PCa-u3	無	変動軸力	606.2	0.281*
PCa-b1	有	0.15	618.5	0.437
PCa-b2	有	0.30	610.5	0.583
PCa-b3	有	変動軸力	628.7	0.292*
u1	無	0.10	664.0	0.406
u2	無	0.20	677.6	0.521
b1	有	0.10	636.0	0.393
b2	有	0.20	694.4	0.520

$\eta_N = N/(A_c \cdot f'_c)$, $\eta_{N+P} = (N+P_e)/(A_c \cdot f'_c)$ N : 軸力, P_e : 軸力載荷直前のプレストレス力, A_c : 柱断面積, f'_c : コンクリート圧縮強度, * P_e のみ考慮

ては文献10)で発表している。ここでは、Bシリーズについてのみ実験概要を簡単に示す。AシリーズとBシリーズの試験体形状・配筋などはほぼ同じである。

図1に試験体とその配筋詳細を示す。柱部分と基礎部分を別々に打設した後、15mm厚の高強度無収縮モルタルを介して両者を接合し、プレストレスを導入した。試験対象部分である柱の破壊時においても基礎部分には曲げとせん断に対する補強筋を配置するとともに、大きな損傷が生じないように、横方向にプレストレスを導入した。載荷は、2000kN ジャッキで定軸力を与えながら 1000kN ジャッキで水平力を加えた。

柱コンクリート断面を決めた後、PC鋼材の許容引張応力度 $0.8\sigma_{py}$ (σ_{py} : PC鋼材の規格降伏応力度) まで最大限利用した時に柱コンクリート断面に対するプレストレス力による圧縮応力が $1/3f'_c$ 程度となるように PC鋼材断面積を決定した。通常は、長期軸力とプレストレス力を合わせた柱軸力が $1/3f'_c$ となるように設計されるが、本実験では、軸力のない梁との違いを明確にするため、大きめの軸力とプレストレス力を設定した。これは外柱の軸力増加側を想定していることにもなる。

図2にグラウトを行ったAシリーズ試験体 PCa-b1, PCa-b2 および Bシリーズ試験体 b1, b2 の N-M インターアクション曲線を示す。図2では圧縮を正としている。ここで、曲げ耐力の計算には、ACIのコンクリート応力ブロックとPC鋼材材料強度を使用した。また、コンクリート強度には、目地部モルタルの圧縮強度を用いず、柱母材のコンクリート強度を用いた。また、せん断補強筋の4隅に配置されている D10 の組み立て筋は、圧縮にのみ有効であるとした。これらの試験体にはプレストレス力が導入されているため、N-M インターアクション曲線が RC 柱に対するものと比べて、引張側にシフトしたような形となっている。各試験体のモーメントと軸力の組み合わせは図中に示されている。設定した軸力は、釣合軸力以上となっていることが分かる。Bシリーズ試験体 b1 と b2 では、有効プレストレス力の大きさが多少異なるため、N-M 関係にも少

表2 鉄筋と PC 鋼材の力学特性

鋼材種	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	E_s ($\times 10^5$ N/mm ²)
D19(SD345)	390	607	1.68
D10 ^{*1} (SD295)	325	475	1.54
D10 ^{*1} (SDR295)	317	441	1.58
$\phi 17$	1053 ^{*2}	1123	2.00 ^{*3}
$\phi 23$	1032 ^{*2}	1135	2.00 ^{*3}

f_y : 降伏強度, f_u : 引張強度, E_s : ヤング係数

*1: D10SD295 は、柱せん断補強筋として、D10 SDR295 は、基礎部せん断補強筋として利用

*2: 0.2%オフセット降伏応力, *3: 規格値

表3 コンクリートとグラウトの力学特性

	f'_c (N/mm ²)	ϵ_{cm} (%)	E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)
試験体	39.5	0.224	2.53
PC鋼材グラウト	33.7	0.251	1.32
接合目地グラウト	43.8	0.331	1.8

図1 試験体と配筋詳細

図2 N-M インターアクションカーブ

し差が生じている。

3.2 実験結果

試験体はすべて柱脚部で曲げ圧縮破壊した。A シリーズでは、低軸力と変動軸力を受ける $PCa-b1, b3, u1$ および $u3$ に対して、7.5%の部材角まで載荷し、高軸力を受ける $PCa-b2$ と $u2$ には、5.0%まで載荷した。一方、B シリーズにおいては、低軸力を受ける $b1, u1$ および高軸力を受ける $b2$ では、 $\pm 7.5\%$ の最終載荷変位まで達し、高軸力を受ける付着のない試験体 $u2$ では、最終載荷変位に達する以前に軸力を支持できなくなったため、 $\pm 5.0\%$ で載荷を終了した。

図 3 に各試験体の柱脚部モーメント-柱部材回転角関係を示す。モーメントには軸力による付加モーメントも加えてある。高軸力を受ける $b2$ と $u2$ では、 $b1$ と $u1$ に比べて、最大耐力到達後の耐力低下が大きくなっている。

図 3 柱脚部モーメント-柱部材回転角関係

3.3 耐力算定式と実験結果の比較

本実験のような片持ち柱は、基礎部における鋼材伸びを考慮する必要があるが、中央集中荷重を受ける単純梁の半分とほぼ同様な変形状態と考えられる。柱の場合、PC 鋼材は、実際には、数層にわたって配置されることになる。したがって、本実験のような片持ち柱形式の載荷では、PC 鋼材の伸びは、実際と比べて大きくなっていると考えられる。文献 2)によると、このような単純梁の PC 鋼材張力増分は変形適合係数 F 値で表現すると 0.2 程度となる。そこで、ACI のコンクリート応力ブロックと、付着のある試験体に対しては平面保持の仮定を用いて、付着の無い試験体についてはこの F 値 0.2 を適用して、それぞれ曲げ耐力を算出する。結果を表 4 の M_{ACI} として示す。この計算結果と実験結果の比較からは、実験値が計算値を 6~78%上回る。PC 鋼材に対して平面保持を仮定した解析結果でも付着のない試験体の曲げ耐力より小さくなっている。なお、実験から得られた正負の曲げ耐力が異なっている試験体もある。これは、軸力の作用により、原点においてもモーメントが作用した状態となっているためと考えられる。

また、提案 B 法を用いて算定した曲げ耐力を M_{prop} として表 4 に併せて示す。平面保持仮定を用いて算出した M_{ACI} と比べて全体的に耐力を大きく評価しており、実験結果に近い耐力を算出できていることが分かる。また、軸力の低い試験体の曲げ耐力よりも軸力の高い試験体の曲げ耐力の方が大きくなっており、実験結果の傾向と一致する。

一般に高軸力を受ける柱の場合、コンクリートのモデル化の影響が大きくなり、計算の結果得られる曲げ耐力は、実験値よりも小さくなる傾向にある。後の PC 鋼材ひずみの検討でも示されるが、実験時の PC 鋼材ひずみは、降伏にまで達していない。また、付着のある試験体においても、実験値が計算値を 6~56%上回ることからもわかるように、釣合軸力を超えるような高い軸力を受ける柱部材の曲げ耐力評価は過小評価になる傾向がある。これは、Ang らによる研究¹⁰⁾によっても指摘されている。さらには、ACI のコンクリート応力ブロックに

表 4 曲げ耐力実験値と計算値

試験体	M_{exp} (kNm)	M_{av}^{*1} (kNm)	M_{ACI} (kNm)	M_{exp}/M_{ACI}	M_{prop} (kNm)	M_{exp}/M_{prop}
$PCa-u1$	82.3	83.8	63.8	1.29	73.3	1.12
	-85.2			1.34		1.16
$PCa-u2$	87.3	96.2	59.0	1.48	73.9	1.18
	-105.1			1.78		1.42
$PCa-u3$	74.4	-	57.5 (691.1) ^{*2}	1.29	73.3	1.02
$PCa-b1$	86.5	88.1	70.9	1.22	86.4	1.00
	-89.7			1.27		1.04
$PCa-b2$	89.4	97.4	67.4	1.33	86.8	1.03
	-105.3			1.56		1.21
$PCa-b3$	92.5	-	63.1 (778.9)	1.47	76.6	1.21
	-73.2	-	-69.3 (-25.2)	1.06		1.04
$u1$	72.8	75.8	63.3	1.15	71.4	1.02
	-78.7			1.24		1.10
$u2$	84.9	78.4	62.7	1.35	74.9	1.13
	-71.9			1.15		0.96
$b1$	84.7	83.1	70.6	1.20	83.0	1.02
	-81.5			1.15		0.98
$b2$	82.8	82.3	69.3	1.19	86.4	0.96
	-82.3			1.19		0.95

*1 M_{av} (kNm): 正方向載荷時と負方向載荷時の平均値、ただし、変動軸力を受ける試験体 $PCa-u3$ と $PCa-b3$ は、正負それぞれに対して検討した

*2 ()内は最大耐力時の最大あるいは最小到達軸力 (kN)

は横拘束の影響が考慮されないし、また、基礎部による柱脚部コンクリートの拘束効果も計算値に対して実験値を上昇させる要因となる。

文献 12),13)では、崎野らによる拘束コンクリート応力-ひずみ関係の提案式を用い、横拘束の効果に補正を加えて解析を行うことで実験結果を適切に予測できるとしている。ACI のコンクリート応力ブロックを利用すると、横拘束の効果を考慮したコンクリートのモデル化を利用したときと比べて、中立軸位置が深くなり、曲げ耐力が小さく評価されてしまう。

図 4 に ACI のコンクリート応力ブロックと平面保持仮定を用いて算定される曲げ耐力に対する、本実験及び過去に行われた PCaPC 柱部材に関する研究^{14),15),16)}より得られた曲げ耐力の実験値の比を軸力比+圧縮側プレストレスレベル（有効プレストレス力/(柱断面積×コンクリート圧縮強度)）に対して示す。柱断面で二段配筋となっているので、圧縮側 2 本の PC 鋼材による有効プレストレス力のみを考慮している。付着の有無に関係なく軸力比が大きくなるにしたがって曲げ耐力の比は大きくなる。同図には、Ang らによる提案式を破線で示した。Ang らの提案式は実験結果とよく整合している。なお、文献

表 5 付着の有無による最大耐力の比較

試験体	正載荷時	負載荷時	平均
PCa-u1 / PCa-b1	0.95	0.95	0.95
PCa-u2 / PCa-b2	0.98	1.00	0.99
u1 / b1	0.86	0.97	0.91
u2 / b2	1.03	0.87	0.95

図 4 平面保持仮定による曲げ耐力

図 5 B 法による曲げ耐力

(a) カラナット

(b) ひずみゲージ

図 6 最大耐力時の PC 鋼材張力合計値

14)では導入プレストレス力に 0.85 を乗じて有効プレストレス力とした。

また、付着のある試験体とない試験体の曲げ耐力を比較して表 6 に示す。正負曲げ耐力の平均値で比較すると、付着のない試験体は、付着のある試験体に対して 91~99%の耐力となっている。軸力のない梁部材の場合には、鋼材の張力評価により曲げ耐力が決まることになるが、柱部材の場合には、特に高軸力を受ける場合、鋼材が弾性範囲にあることと、コンクリートが大きな影響を持つようになることにより、付着の有無による曲げ耐力の差は小さい。

次に、B 法に関する妥当性の検討を行う。本実験の試験体と併せて、既往の研究^{14),15),16)}における曲げ耐力の実験値と提案式より算出した曲げ耐力の比を縦軸に、軸力比を横軸にとり、図 5 に示す。引張力を受ける試験体、もしくは軸力比が 0.2 を超えるような試験体では、耐力を幾分か小さめに評価する傾向が見られるが、全体的に実験結果と非常によく整合している。

なお、PC 鋼材の圧縮側判定に用いる x_n の第一次近似に関して、梁部材を対象とした学会式では PC 鋼材降伏耐力を使用しているのに対し、本論文で示す柱部材を対象とした提案式では有効プレストレス力を使用する理由を以下に示す。

実験において、各試験体の最大耐力時にカラナット及びひずみゲージより計測された PC 鋼材張力の合計値と有効プレストレス力の比を図 6 に示す。図 6 に示す通り、実験における曲げ耐力時の PC 鋼材張力合計値は、ほとんどが有効プレストレス力から減少している。これは、軸力の影響により柱自体の軸圧縮ひずみが增大するためである。

なお、PC 鋼材の降伏耐力は、試験体により異なるが、有効プレストレス力の 1.38~1.60 倍となっており、もし、梁部材と同様に、 x_n の第一次近似に PC 鋼材の降伏耐力を用いると、実際の値よりかなり大きな PC 鋼材張力値を用いることになる。PC 鋼材張力の過大評価は、コンクリート圧縮合力を過大評価することに繋がり、 x_n を実際より大きく評価し、PC 鋼材が圧縮側にあるか、引張側にあるかの判定に大きな影響を及ぼす。また、降伏耐力に対する有効プレストレスが小さい場合には、その誤差はさらに大きくなる。しかし、曲げ耐力時の正確な PC 鋼材張力の合計値を算出することは煩雑であることや、図 6 に示す通り、曲げ耐力時の PC 鋼材張力合計値が有効プレストレス力からそれほど変動していないことから、PC 鋼材の圧縮側判定に用いる x_n の第一次近似に有効プレストレス力を用いることは妥当であろう。

また、(5)式中の PC 鋼材張力の和 ($=a_p\sigma_{py}+\sum\epsilon_i P_{oi}$) で与えられる PC 鋼材の最終的な張力は、実験で得られた曲げ耐力時の PC 鋼材張力の合計値と、ほとんどの試験体においてほぼ同じ値となった。ただし、有効プレ

ストレス力を含めた軸力比が 0.27~0.64 の変動軸力を受ける試験体では、(5)式の値が実験値のほぼ 140% (軸力比 0.27 時) 及び 60% (軸力比 0.64 時) となった。これは、軸力比が極端に小さい又は大きい場合には、(2)式から求まる x_n による PC 鋼材の圧縮側判定において、全ての PC 鋼材が引張側又は圧縮側と判定されるためである。

PC 規準に示される耐力算定式¹⁷⁾の計算値と、本実験の付着ありの試験体及び既往の研究^{14),15),16)}の実験値の比を図 7 に示す。PC 規準の耐力算定式を用いる場合には、安全側として通常圧縮側の PC 鋼材は無視されることが多い。ここでの耐力算定もこれにならい、圧縮側の PC 鋼材の効果を無視した。図 7 に示す通り、全体的に耐力を過小評価しており、実験値と計算値の間にはかなりの開きがある。これは、各既往の研究での試験体には圧縮側にも PC 鋼材や鉄筋が配置されているが、PC 規準式では圧縮側の PC 鋼材や鉄筋を考慮していないためである。また、PC 規準では軸力が高い場合には適用できないとの記述があるものの、軸力レベルが高い試験体に限らず、低い試験体についてもかなりの誤差が発生していることが図 7 から読み取れる。これは、軸力レベルが低い試験体では圧縮側の PC 鋼材張力が大きくなるため、圧縮側 PC 鋼材を考慮しない影響が大きくなり、大幅に耐力を過小評価したものと考えられる。

3.4 曲げ耐力算定に影響を与える因子

圧着柱の曲げ耐力算定には以下の 3 つの要素が影響を与える：

- (1) 引張側 PC 鋼材張力の評価
- (2) 圧縮側 PC 鋼材が圧縮筋として働くか、引張筋として張力を負担するか
- (3) 圧縮コンクリートの圧縮合力評価

本実験での曲げ耐力時の PC 鋼材ひずみは表 6 のようになる。付着のある試験体では、柱脚部位置での PC 鋼棒に貼付したひずみゲージから得られた値であり、付着のない試験体では、PC 鋼棒端部に取り付けたロードセルにより得られた値を示している。ここで、

$\varepsilon_{pt,exp}$: 引張側 PC 鋼材の平均ひずみ (実験値)

$\varepsilon_{pc,exp}$: 圧縮側 PC 鋼材の平均ひずみ (実験値)

$\varepsilon_{pt,ana}$: 引張側 PC 鋼材の平均ひずみ (PC 鋼材に対しても平面保持を仮定した解析値)

$\varepsilon_{pc,ana}$: 圧縮側 PC 鋼材の平均ひずみ (PC 鋼材に対しても平面保持を仮定した解析値)

である。

表 6 には、ACI の応力ブロックを使用し、平面保持を仮定した場合の鋼材ひずみ ($\varepsilon_{pt,ana}$ と $\varepsilon_{pc,ana}$) に対して、実際の鋼材ひずみ ($\varepsilon_{pt,exp}$ と $\varepsilon_{pc,exp}$) がどの程度の割合になっているかを示している。表 7 には、解析により得られる PC 鋼材位置でのコンクリートひずみ増分 $\Delta \varepsilon_{ana}$ に対する、実験より得られた PC 鋼材ひずみ増分 Δ

図 7 PC 規準式による曲げ耐力

ε_{exp} の比、いわゆるひずみの適合係数 F 値を示す。軸力比の変化に伴って F 値が変化する傾向は見られない。表 7 の PCa-u2, u2 のように軸力比が大きい場合には、PC 鋼材位置におけるコンクリートひずみ増分は 0 に近い値や負の値を示すことから、F 値の適切な評価は特に困難なものとなる。また、逆対称曲げを受ける柱部材においては、PC 鋼材が柱脚で引張側であっても柱頭では圧縮側となるため、PC 鋼材の伸びひずみは本論文で扱う片持ち部材のものと比べて小さくなることに注意しなければならない。

実験では、付着のある試験体の方が、付着のない試験体に比べて、引張側も圧縮側も小さな鋼材ひずみとなっている。しかしながら、曲げ最大耐力は、ボンド試験体の方が大きい。

ACI のコンクリート応力ブロックには、横補強筋による拘束効果な

表 6 曲げ耐力時 PC 鋼材ひずみ

	loading direction	$\varepsilon_{pt,exp}$ (%)	$\varepsilon_{pc,exp}$ (%)	$\varepsilon_{pt,ana}$ (%)	$\varepsilon_{pc,ana}$ (%)	$\varepsilon_{exp} / \varepsilon_{ana}$	
PCa-u1	+ve	0.361	0.286	0.348	0.309	1.04	0.93
	-ve	0.266	0.381	0.309	0.348	0.86	1.09
PCa-u2	+ve	0.334	0.256	0.333	0.305	1.00	0.84
	-ve	0.256	0.316	0.305	0.333	0.84	0.95
PCa-b1	+ve	0.278	0.109	0.421	0.225	0.66	0.48
	-ve	0.117	0.308	0.225	0.421	0.52	0.73
PCa-b2	+ve	0.207	0.035	0.346	0.190	0.60	0.18
	-ve	0.048	0.226	0.190	0.346	0.25	0.65
u1	+ve	0.394	0.307	0.385	0.344	1.02	0.89
	-ve	0.312	0.383	0.344	0.385	0.91	0.99
u2	+ve	0.366	0.288	0.379	0.346	0.97	0.83
	-ve	0.279	0.326	0.346	0.379	0.81	0.86
b1	+ve	0.280	0.282	0.455	0.246	0.62	1.15
	-ve	0.082	0.476	0.246	0.455	0.33	1.05
b2	+ve	0.466	0.206	0.421	0.252	1.11	0.82
	-ve	0.255	0.416	0.252	0.421	1.01	0.99

*PC 鋼材の 0.2% オフセット降伏応力に対応するひずみは、0.727%

**実験開始時 (軸力載荷後) の有効プレストレスによる PC 鋼材ひずみは、PCa-u1: 0.332%, PCa-u2: 0.336%, PCa-b1: 0.341%, PCa-b2: 0.336%, u1: 0.366%, u2: 0.373%, b1: 0.350%, b2: 0.382%

表 7 引張側鋼材に対するひずみ適合係数 F 値

	Loading direction	$\Delta \varepsilon_{ana}$ (%)	$\Delta \varepsilon_{exp}$ (%)	F
PCa-u1	+ve	0.078	0.029	0.372
	-ve	0.078	0.049	0.629
PCa-u2	+ve	-0.013	-0.002	0.153
	-ve	-0.013	-0.020	1.530
u1	+ve	0.093	0.028	0.302
	-ve	0.093	0.017	0.183
u2	+ve	0.028	-0.007	-0.248
	-ve	0.028	-0.047	-1.664

どは入っておらず、コンクリート圧縮合力は安全側の値となる。したがって、中立軸位置が大きめに評価され、結果として、曲げ耐力計算値は小さくなる傾向がある。

4. 圧着柱の曲げ耐力算定

以上の結果から、平面保持を仮定して ACI 応力ブロックを用いて算出された耐力を Ang の式で補正する方法、及び文献 7) の式に軸力を受ける柱部材に適用できるよう修正を加えた提案式の両方で、耐力を算定することが可能である。なお、Ang の式に使用する軸力比には、軸力比+圧縮側 PC 鋼材のプレストレスレベルを使用する。ただし、現状では PC 柱に対する実験データが少ないのでさらに多くの実験データによる検証が必要であろう。

5. まとめ

グラウトを施した PC 圧着柱試験体とグラウトを行わなかった試験体に対する載荷実験結果より、その曲げ耐力に関して以下のような結論が得られた。

- (1) 実験で得られた付着のない試験体の曲げ耐力は、正負載荷時を平均すると、付着のある試験体の、91~99%となった。
- (2) 平面保持を仮定して得られた、付着のある試験体の曲げ耐力に対して、実験値は 6~56%大きくなった。また、付着のない試験体の曲げ耐力は、鋼材の変形適合係数 F 値を 0.2 として得られた計算値より 15~85%大きくなった。また、曲げ耐力時の PC 鋼材ひずみについて見てみると、平面保持を仮定した解析から得られる値に対して 18~115%となった。ただし、付着のある試験体に対して得られた小さな値は、ひずみゲージから得られた値であり、その値の信頼性に疑問がある。
- (3) 付着ありなしに関係なく、平面保持を仮定した解析より得られた曲げ耐力を、Ang が提案する曲げ耐力拡大係数を用いて修正すると実験結果の曲げ耐力に近い値を得ることができる。ただし、この際、原式の軸力比を、軸力比+圧縮側鋼材のプレストレスレベルで置き換える。これは、柱の曲げ耐力時に鋼材のひずみ増分が小さく、降伏ひずみにまで達していないため、付着の有無による鋼材張力増分の差が顕著ではなかったためと考えられる。また、柱軸力が大きく設定されており、PC 鋼材よりもコンクリートの影響が大きいため、通常の RC 柱に対して誘導された Ang の式が適用できたものと考えられる。
- (4) 文献 7), 8) で示されている終局曲げ強度算定式を、軸力を受ける柱部材にも適用できるよう修正し、提案式を示した。ほとんどの試験体において±20%の精度で耐力を予測することができた。

ただし、限られた軸力の範囲、プレストレスレベルの範囲の実験データしかないため、今後さらに実験データを収集すべきである。また、鋼材とグラウト間の付着—すべり関係をモデル化した数値解析による検討も行っており、抵抗機構を考慮の上、別の機会に発表する予定である。また、変形能力に関する評価も検討中である。

謝辞

本研究を進めるにあたり、高周波熱錬株式会社より PC 鋼材を御提供

頂いた。ここに謝意を示す。

参考文献

- 1) 坂静雄, 六車熙: 付着のない PC 梁の曲げ破壊耐力, 日本建築学会論文報告集, pp.641-644, 1958.10
- 2) 竹本靖: アンボンド PRC 部材の曲げ終局時テンドン応力について, 大林組技術研究所報, No.28, 1984.2
- 3) Antoine E. Naaman, Ned Burns, Catherine French, William L. Gamble, and Alan H. Mattock: Stresses in Unbonded Prestressing Tendons at Ultimate: Recommendation, ACI Structural Journal, Vol.99, No.4, pp.518-529, 2002.7-8
- 4) M. Nishiyama, H. Muguruma and F. Watanabe: Hysteretic Restoring Force Characteristics of Unbonded Prestressed Concrete Structure under Earthquake Loads, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering Vol.22, No.2, pp.112-121, 1989.6
- 5) 上田正生, 山本俊彦, 井手斉: アンボンド PC スラブの有限要素解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.11, No.2, pp.411-416, 1989.6
- 6) 六車熙, 渡邊史夫, 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, pp.10-16, 1984.1
- 7) 日本建築学会: 保有耐力と変形性能(1990)プレストレストコンクリート, pp.508-509, 1990
- 8) 岸本一蔵, 鈴木計夫, 中塚佑: コンクリート曲げ部材断面の曲げ終局強度と曲げ変形性能に関する解析的考察, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.429-432, 1989.5
- 9) 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(東海), C-2, pp.1015-1018, 2003.9
- 10) 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
- 11) Ang Beng Ghee, M. J. N. Priestley and T. Paulay: Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns, ACI Structural Journal, Vol.86, No.1, pp.45-59, 1989.1-2.
- 12) 前田博司, 岸本一蔵, 西山峰広: PC 鋼材の付着すべりを考慮したプレキャスト PC 部材の履歴挙動解析法, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.26, No.2, pp.709-714, 2004.6
- 13) 河野進, Bechtoula Hakim, 角徹三, 渡邊史夫: 軸力と 2 方向曲げを受ける実大 RC 柱の損傷評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.235-240, 2002.6
- 14) 浜田公也, 大迫一徳, 傅金華, 林三雄: 100N/mm² 級の高強度コンクリートを用いた PCaPC 柱の実験研究, 日本建築学会学術講演梗概集(東海), pp.1025-1028, 2003.9
- 15) 浜戸昇他: PCaPC 高層建物における PC 柱の実験的研究, 日本建築学会学術講演梗概集(九州), pp.1003-1006, 1998.9
- 16) 尹元奎, 浜原正行, 本岡順二郎: プレキャスト・プレストレストコンクリート柱の復元力特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 480 号, pp.151-160, 1996.2
- 17) 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工標準・同解説, pp.182-183, 1987

(2005年7月10日原稿受理, 2005年11月22日採用決定)