

PC 柱部材に対する曲げ終局耐力評価法の適用性に関する検討

京都大学大学院 正会員 修士 (工学) ○谷 昌典
京都大学大学院 正会員 博士 (工学) 西山 峰広

1. はじめに

PC 部材の曲げ終局耐力の算定においては、平面保持に基づく精算を行うのが原則とされているが、実際の設計において精算を行うのは煩雑である。そこで、PC 鋼材の降伏を仮定し、コンクリートの圧縮応力分布を等価な応力ブロックに置換することで得られる略算式¹⁾が一般的に用いられている。ただし、PC 鋼材が多段配置された柱断面に対して略算式を適用する場合には、軸圧縮力の影響で全ての PC 鋼材が降伏するとは限らないため、圧縮側 PC 鋼材の考慮の仕方によって計算結果が大きく異なる。そこで、著者らは、文献 2) において提案されていた多段配置断面用の略算式を、柱部材に適用できるように修正した³⁾。なお、PC 柱部材を対象とした実験的研究はこれまでにいくつか行われている^{4)~9)}が、実験結果に対する曲げ終局耐力評価は、主に ACI 法 (平面保持仮定と ACI 応力ブロック¹⁰⁾ を適用) を用いた検討が、個々の研究で行われている程度である。これらを集約した実験データに対する各評価法の予測精度に関する統計的な考察や、実験変数が及ぼす影響に関する議論はほとんど行われていない。そこで、本論文では、既往の実験結果を用いて、各評価法の予測精度及び実験変数の影響に関する検討を行う。

2. 既往の実験結果に対する曲げ終局耐力評価

2. 1 概要

ここでは、精算法 (平面保持仮定とコンクリート応力-ひずみ関係モデルを適用)、ACI 法、文献 1) の略算式、及び文献 3) の評価法を用いて、既往の実験結果に対する曲げ終局耐力評価を行う。解析対象断面の詳細 (寸法、配筋など) 及び材料特性は各文献の記述に基づいて設定を行った。なお、PC 鋼材はそれぞれの重心位置に集中して点として配置するものとし、PC 鋼材の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とした。精算法では、断面をせい方向に 400 分割し、コンクリートの応力-ひずみ関係に NewRC モデル¹¹⁾ を用いることにより、コアコンクリートにせん断補強筋による拘束効果を考慮した。ただし、PC 鋼材部分のコンクリートは控除していない。また、精算法では、断面の曲率を漸増させて得られた最大値を計算結果とした。ACI 法におけるコンクリート終局ひずみ ϵ_{cu} は 0.003 とした。略算式においては、下段 PC 鋼材のみ考慮する (上段 PC 鋼材無視) 場合と、全 PC 鋼材を重心位置に配置した場合の両方について検討を行うものとする。

検証に用いる対象は、PCaPC 圧着柱試験体 28 体 (逆対称曲げ: 24 体^{4)~7)}、片持ち: 4 体^{8), 9)}) で、いずれも PC 鋼材に丸鋼を用いている。なお、文献 6)~8) の 45 度加力及び変動軸力を受ける試験体、及び文献 4)、8) 及び 9) の PC グラウトを施工していない試験体は、検討対象から除外した。なお、文献 5)~7) では軸力による P- Δ 効果は含まれておらず、後で示す実験値は実際よりもやや小さな値である。また、文献 3) の評価法で用いる軸力載荷後の有効プレストレス力は、文献 4)、8) 及び 9) の試験体については圧着面位置における実測値とし、他の試験体については、コンクリート、普通強度鉄筋及び PC 鋼材の弾性軸剛性を用いて、軸力載荷で発生する軸ひずみを計算することによって推定した値とした。なお、文献 8) 及び 9) の試験体のような片持ち形式の場合では、PC 鋼材は反曲点位置のすぐ上で定着されており、付着が劣化しても定着板に張力変動が伝達されることから、引張側の PC 鋼材は危険断面において大きな引張力を負担できる。したがって、逆対称曲げと片持ち形式では性状が異なるため、載荷形式ごとに検討を行うものとする。

2. 2 計算結果

各評価法による曲げ終局耐力計算値 Q_u を横軸に、実験で得られた最大耐力 Q_{u0} を縦軸にとり、両者を比較

したものを図-1に示す。図中の点線は計算精度±20%を表している。また、各評価法の予測精度として、(実験値) / (計算値)の平均値、変動係数及び計算精度±20%の範囲に収まる比率を、表-1に示す。

精算法は、载荷形式に関係なく、全評価法の中で最も予測精度が高い。これに対して、ACI法は、精算法に比べるとやや小さな評価となり、その予測精度は精算法には及ばないものの、本検討で扱う評価法の中では比較的良好な結果を与えた。载荷形式別に見ると、逆対称曲げを受ける試験体に対しては非常に予測精度が高いのに対して、片持ち形式の試験体に対しては30%近く耐力を過小評価した。なお、図-1に示す通り、平面保持仮定に基づく精算法及びACI法を用いた場合でも、文献4)及び7)の試験体では大きく危険側の評価となっているものが存在する。略算式を用いた評価は、下段PC鋼材のみ考慮した場合及び全PC鋼材を重心位置に配置した場合の変動係数が、それぞれ24.2%及び18.7%となり、ばらつきが全評価法の中で最も大きい。また、全PC鋼材を重心位置に配置して計算した場合には、計算結果が実験値の±20%に収まった試験体の割合が最も低く、片持ち形式の試験体に対する予測精度が非常に悪い。一方、下段PC鋼材のみを考慮して計算した場合には、逆対称曲げを受ける試験体に対してはばらつきがかなり大きいですが、片持ち形式の試験体に対しては良好な結果が得られた。文献3)の評価法では、ばらつきが比較的少なく、平均値も1.005と各評価法

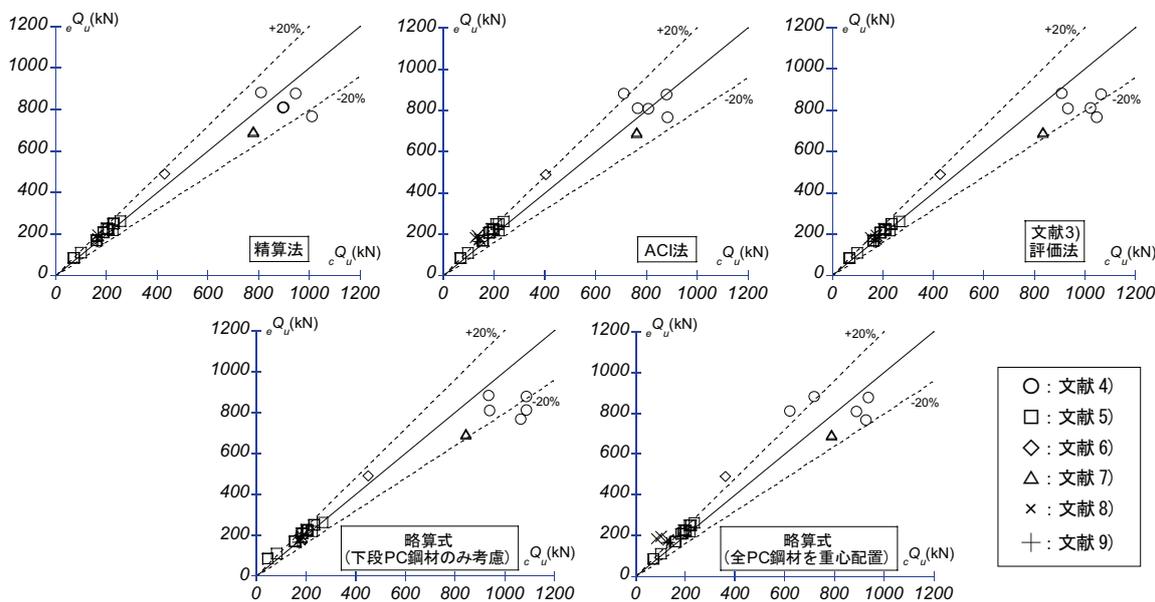


図-1 曲げ終局耐力の実験結果と各評価法による計算結果

表-1 (実験値) / (計算値) に関する各評価法の予測精度

		精算法	ACI法	略算式 (下段PC)	略算式 (全PC)	文献3) 評価法	付着耐力考慮	
							精算法	ACI法
逆対称曲げ (24体)	平均値	1.035	1.091	1.065	1.084	1.003	1.117	1.116
	変動係数(%)	11.1	10.1	25.8	12.8	14.0	11.1	8.7
	±20%率(%)	91.7	83.3	79.2	83.3	83.3	79.2	83.3
片持ち (4体)	平均値	1.068	1.260	0.997	1.458	1.021	—	—
	変動係数(%)	7.3	10.1	6.3	21.6	6.6	—	—
	±20%率(%)	100.0	50.0	100.0	0.0	100.0	—	—
合計 (28体)	平均値	1.040	1.115	1.056	1.137	1.005	—	—
	変動係数(%)	10.5	11.3	24.2	18.7	13.1	—	—
	±20%率(%)	92.9	78.6	82.1	71.4	85.7	—	—

の中では最も精度が高いが、逆対称曲げを受ける部材に対しては危険側の評価となる傾向がある。

なお、本論文で検討対象とした試験体のPC鋼材は全て2段配置であったが、実部材ではPC鋼材は3段以上に配置されることが一般的であり、最上段と最下段のPC鋼材の本数が他の段に比べて多くなる。そのため、本論文で示した略算式におけるPC鋼材の考慮の仕方が計算結果に及ぼす影響が、実部材でも同様の傾向を示すかどうかについては、更なる検討を要する。

2. 3 実験変数比較

2. 3. 1 材長比

(実験値) / (計算値) を縦軸に、材長比 (=2a/D, a: せん断スパン, D: 部材せい) を横軸にとったものを図-2に示す。いずれの評価法においても、材長比の増加に伴って(実験値) / (計算値)が増加する傾向にある。また、材長比が3の試験体では、平面保持仮定に基づく精算法及びACI法を用いた場合でも危険側の評価を与える試験体が多い。これは、著者らが文献4)でも指摘した通り、PC鋼材の定着不足が原因であると考えられる。したがって、PC鋼材に丸鋼を用いた試験体において材長比が小さい場合には、PC鋼材の付着劣化を考慮しなければ、曲げ終局耐力を適切に評価できない。

2. 3. 2 鋼材係数と軸力比の和

(実験値) / (計算値) を縦軸に、鋼材係数と軸力比の和を横軸にとったものを図-3に示す。なお、鋼材係数 q_{sp} 及び軸力比 η_N は、それぞれ次式で与えられる。

$$q_{sp} = \frac{A_{pg}\sigma_{py} + A_{rt}\sigma_{ry} - A_{rc}\sigma_{ry}}{bDf'_c}, \quad \eta_N = \frac{N}{bDf'_c} \quad (1), (2)$$

ここで、 A_{pg} : PC鋼材断面積, A_{rt} , A_{rc} : 引張側及び圧縮側普通強度鉄筋断面積, σ_{py} : PC鋼材降伏強度, σ_{ry} : 普通強度鉄筋降伏強度, b : 部材幅, D : 部材せい, f'_c : コンクリート圧縮強度, N : 軸力である。

精算法及びACI法では、 $(q_{sp} + \eta_N)$ の影響はそれほど見られない。略算式を用いて下段PC鋼材のみ考慮した場合には、 $(q_{sp} + \eta_N)$ の増加に伴って、耐力を過大評価する傾向が見られる。また、全PC鋼材を重心位置に考慮した場合には、これとは逆の傾向が確認された。軸圧縮力が増加するとPC鋼材が降伏しにくくなるが、略算式ではこのようなPC鋼材の挙動の変化を考慮することができない。これに対して、文献3)の評価法で

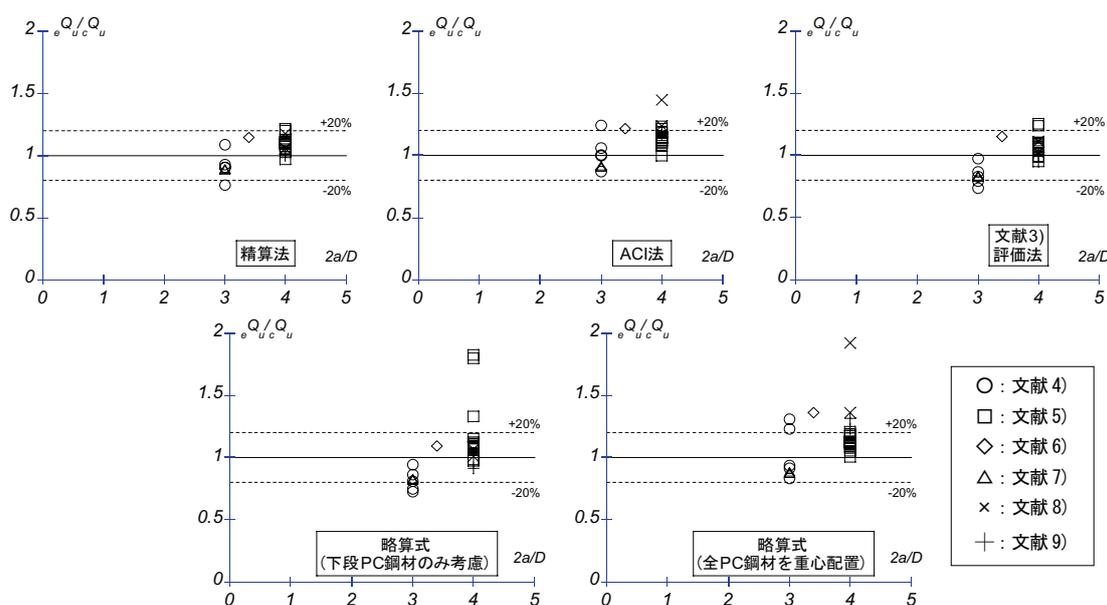


図-2 計算結果と材長比の相関関係

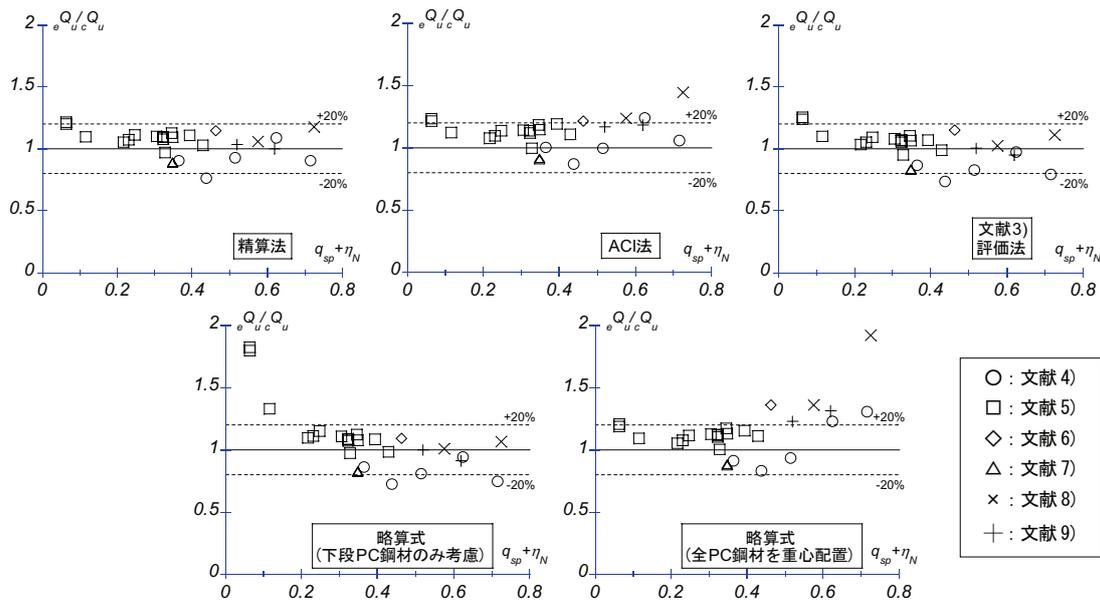


図-3 計算結果と $(q_{sp} + \eta_N)$ の相関関係

は、圧縮側のPC鋼材張力を評価しているため、略算式に比べて実験変数の影響を受けにくくなっている。なお、今回は鋼材係数と軸力比を同等に扱ったが、両者の和が同じでもその内訳が異なれば異なる傾向を示す可能性はある。ただし、現状では検討対象とする試験体数が非常に少ないため、それぞれの指標が及ぼす影響について検討することは難しい。今後の実験資料の更なる充実が必要である。

3. PC鋼材の付着耐力を考慮した評価法

3. 1 概要

2. 3. 1で触れた通り、材長比が小さい場合には、PC鋼材の付着性状が曲げ終局耐力に大きな影響を及ぼす。しかし、PC鋼材の付着性状を厳密に考慮するには、要素分割法などを用いた部材全体に対する複雑な計算が必要となる。そこで、本論文では、PC鋼材が断面に対称配置された部材が逆対称曲げを受ける場合に限定し、ひずみ適合係数F値¹²⁾(図-4)を用いて簡易的にPC鋼材の付着耐力を考慮した評価法を示す。本提案法は、PC鋼材に発生する付着力が、部材内でのPC鋼材の付着耐力を超えないようにF値を低減するものである。ここで、F値は、平面保持仮定で求まるPC鋼材位置コンクリートひずみ増分に乘じてPC鋼材ひずみ増分を得るための係数であるため、F値を用いる本提案法は平面保持仮定に基づく評価法(精算法及びACI法)に適用する。ACI法に適用した場合の計算フローを図-5に示す。コンクリートと普通強度鉄筋(図-4では省略)に平面保持を仮定し、F値を用いて曲げ終局耐力時の引張側及び圧縮側PC鋼材張力 T_{pt} 及び T_{pc} を表すと、次式のようになる。

$$T_{pt} = \left\{ \varepsilon_{pe} + F \left(\varepsilon_{cpn} + \varepsilon_{cu} \frac{d_{pt} - x_n}{x_n} \right) \right\} E_p A_{pt}, \quad T_{pc} = \left\{ \varepsilon_{pe} + F \left(\varepsilon_{cpn} + \varepsilon_{cu} \frac{d_{pc} - x_n}{x_n} \right) \right\} E_p A_{pc} \quad (3), (4)$$

ここで、 ε_{pe} : 軸力載荷後のPC鋼材伸びひずみ、 ε_{cpn} : 軸力載荷後のPC鋼材位置コンクリートひずみ、 ε_{cu} : コンクリート圧縮限界ひずみ (=0.003)、 x_n : 中立軸深さ、 E_p : PC鋼材弾性係数、 d_{pt} 、 d_{pc} : 引張側及び圧縮側PC鋼材深さ、 A_{pt} 、 A_{pc} : 引張側及び圧縮側PC鋼材断面積である。

PC鋼材が断面に対称配置された部材が逆対称曲げを受ける場合には、柱頭と柱脚の危険断面で同一な応力分布となるので、柱脚の圧縮側と柱頭の圧縮側、柱脚の引張側と柱頭の引張側に位置するPC鋼材は、それぞれ同じ挙動を示す。したがって、同一のPC鋼材における柱頭と柱脚での張力差 ΔT は、同一断面における引

張側 PC 鋼材張力と圧縮側 PC 鋼材張力の差として、式(5)で得ることができる。また、PC 鋼材に発生しうる付着耐力 ΔT_{max} は、式(6)で与えられる。このとき、付着強度 τ_{max} は文献(13)及び(14)を参考に 2MPa とする。

$$\Delta T = T_{pt} - T_{pc} = F \varepsilon_{cu} \frac{d_{pt} - d_{pc}}{x_n} \frac{E_p A_{pg}}{2}, \quad \Delta T_{max} = \tau_{max} \sum \psi L \tag{5}, (6)$$

ここで、 τ_{max} : 付着強度、 $\sum \psi$: 引張側又は圧縮側 PC 鋼材の全周長、 L : 部材長さである。

まず、式(5)の F 値を 1 (PC 鋼材にも平面保持仮定) として ΔT を求め、式(6)で与えられる ΔT_{max} と ΔT を比較する。 $\Delta T \leq \Delta T_{max}$ の場合は、PC 鋼材に発生している付着力が付着耐力を超えていないとみなし、F 値を 1 として得られた計算結果を曲げ終局耐力とする。一方、 $\Delta T > \Delta T_{max}$ の場合には、式(5)の F 値を低減して、 $\Delta T = \Delta T_{max}$ となる F 値を求め、得られた F 値を用いた計算結果を曲げ終局耐力とする。なお、精算法に適用する場合は、曲率を漸増させるため、個々の曲率に対して図-5 の計算を行う。

なお、丸鋼を含む鉄筋の押し抜き及び引き抜き試験を行った文献(15)によれば、押し抜き試験の方が付着性状は良好であるとされており、ポアソン効果が付着性能に影響を及ぼしていると推測される。したがって、本論文のように引張側と圧縮側の F 値を同じとすることの妥当性に疑問はある。ただし、文献(15)の試験と、本実験のように曲げ圧縮を受ける場合では、鋼材周辺のコンクリートの状態が異なることから、圧縮側の F 値を引張側の F 値より大きくするのが適切とは一概に言えない。適切な F 値の設定は今後の課題である。

3. 2 計算結果

本評価法は逆対称曲げを受ける部材を対象としており、検証に用いる対象は文献(4)~(7)の試験体 24 体とする。本提案法による計算結果を図-6に示す。図中の黒塗りの点は、平面保持仮定に基づいた場合に、圧縮側 PC 鋼材と引張側 PC 鋼材の張力差が付着耐力を上回った試験体である。これらの試験体では、PC 鋼材の付着耐力を考慮することによって計算値が小さくなった。なお、本提案法の予測精度は表-1に示す通りで、予測精度が多少悪化しているものも見られるが、図-6に示すように、危険側の評価となる試験体数が大幅に減少しており、信頼性の高い評価法であることが示された。

PC 鋼材の付着耐力を考慮した場合の (実験値) / (計算値) を縦軸に、材長比を横軸にとったものを図-7に示す。材長比が 3 の試験体では、付着耐力を考慮することにより、耐力が低く評価され、その結果として、材長比の影響を受けずにほぼ安全側で精度良く耐力を評価できた。なお、材長比 3.4 の文献(6)の試験体については、平面保持仮定に基づく評価でも実験結果を安全側に評価しており、付着耐力を考慮することによって実験結果からさらに離れてしまった。PC 鋼材がせん断補強筋のすぐ内側に配置されているため、PC 鋼材の付着性状に拘束効果が影響を及ぼした可能性がある。一方、材長比が 4 の文献(5)の試験体で付着耐力

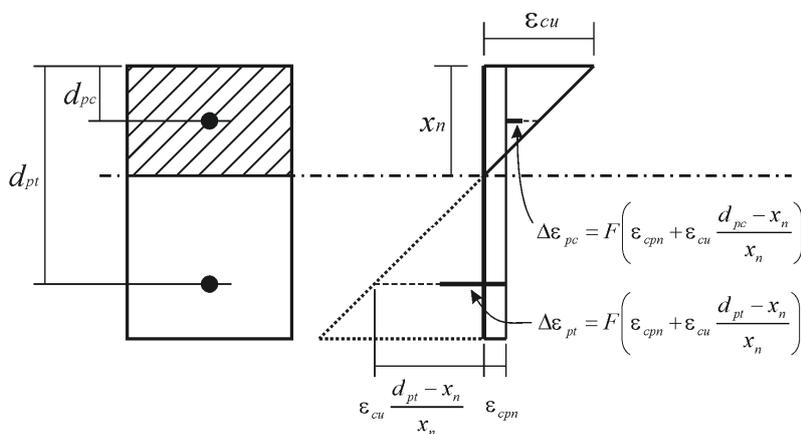


図-4 F 値を用いた PC 鋼材ひずみ増分

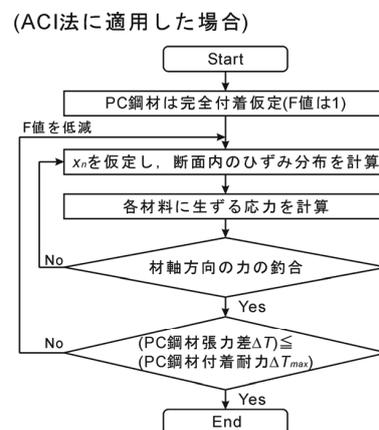


図-5 計算フロー

を上回ったのは、全試験体 15 体に対して精算法、ACI 法でそれぞれ 1 体ずつだけであり、ほぼ安全側の評価となった。文献 5) の試験体は、他文献の試験体に比べて材長比が大きく、部材内での付着力に余裕があったことがその原因であると考えられる。したがって、材長比が小さな場合には、曲げ終局耐力計算時に PC 鋼材の付着耐力に対して何らかの考慮をすべきである。

4. まとめ

PCaPC 圧着柱を対象とした既往の研究の実験データを用いて、曲げ終局耐力評価を行った。得られた知見を以下にまとめる。

- ・ 全体的な予測精度が最も高かった平面保持仮定に基づく精算法及び ACI 法を用いた場合でも、一部の試験体で危険側の評価となるものが見られた。
- ・ PC 鋼材の降伏を仮定する略算式では、軸圧縮力の変化による PC 鋼材の挙動の変化を考慮できないため、ばらつきの大きな結果となった。一方、文献 3) の評価法では、圧縮側 PC 鋼材張力を評価しているため、略算式よりは良好な結果が得られた。
- ・ PC 鋼材の付着耐力を簡易に考慮する手法を示し、材長比の影響をほとんど受けない結果を得た。本検討では、材長比が 4 に満たない試験体で、平面保持仮定が成立しない傾向が見られた。ただし、丸鋼とは付着性状が異なるストランドや異形鋼を用いた場合については、別途検討が必要である。

参考文献

1) 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，pp.180-196，1998 2) 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)，pp.508-509，1990 3) 西山峰広，谷昌典：プレストレストコンクリート圧着柱の曲げ耐力評価，日本建築学会構造系論文集，第 601 号，pp.159-166，2006.3 4) 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，第 623 号，pp.103-110，2008.1 5) 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 6) 浜戸昇，石田雅宏他：PCaPC 高層建物における PC 柱の実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.1003-1006，1998.9 7) 大迫一徳，浜田公也他：100N/mm² 級の高強度コンクリートを用いた PCaPC 柱の実験研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.1025-1028，2003.9 8) 前田博司，芹澤好徳，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) 稲田剛知，西山峰広：アンボンド PC 圧着柱の耐震性能，プレストレストコンクリート技術協会第 13 回シンポジウム論文集，pp.79-84，2004.10 10) ACI Committee 318，” Building Code Requirements for Structural Concrete (318M-99) and Commentary (318RM-99)”，pp.109，1999 11) 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，第 461 号，pp.95-104，1994.7 12) 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 13) 木内康博，加藤博人，高松圭：PC 鋼材とコンクリートの付着特性に関する実験研究（その 2 付着-すべり関係モデルに関する検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.1013-1014，2000.9 14) プレストレストコンクリート技術協会：付着が拓く PC 構造の近未来-構造性能評価における鋼材付着の役割-，3-10，2005.6 15) 石橋一彦，菌部泰寿，大島久次：繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリートの付着性状に関する研究（第 2 報），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.803-804，1969.8

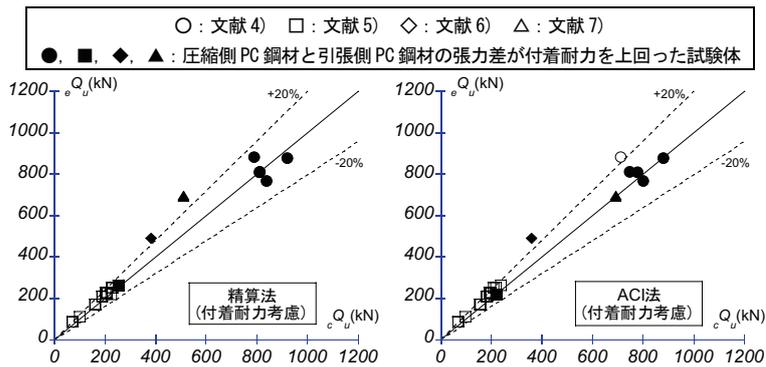


図-6 実験結果と付着耐力を考慮した計算結果

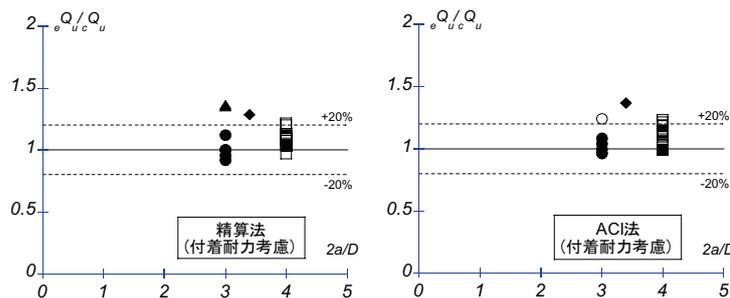


図-7 計算結果と材長比の相関関係