

アンボンド PC 圧着柱の耐震性能

京都大学大学院 正会員 ○稲田剛知
正会員 西山峰広

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、すでに超高層建物も建設されている。これらに利用される PC 部材には、プレストレス導入後、通常はグラウト注入が行われる。グラウト注入が不完全であると力学的および耐久性上問題が生じることがある。このようなボンド PC 部材に対して、アンボンド PC 部材は、グラウト注入が必要ないことに加え、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とことなどにより、環境対応型の構造を構築できることが最近では注目されている。現在は、小梁やスラブなどの二次構造部材としての利用しか許されていないが、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 を構造部材として利用できるようになる。今後は、施工性および環境対応の点からアンボンド PC 鋼材を用いた圧着工法も利用されるようになるものと予想される。

過去、梁部材に関しては、アンボンド PC に対する実験的および解析的研究が行われてきたが、柱に関しては、ほとんど何も行われていない。本研究では、グラウトを行った PC 圧着柱試験体と行わない試験体を作製し、載荷実験を行った結果を報告する。

2. 実験概要

試験体は、表 1 に示す 4 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。

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}
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

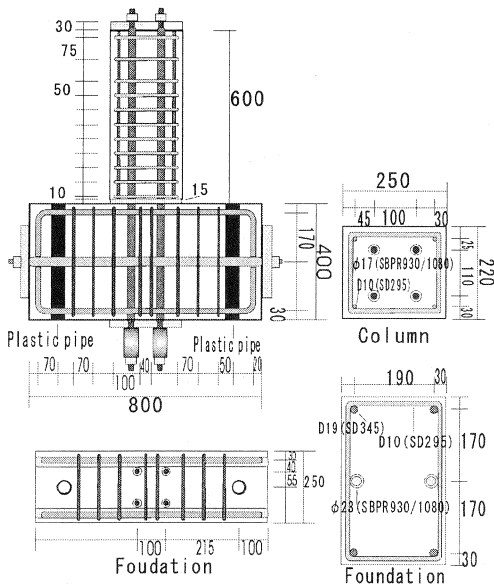


図 1 試験体詳細

ここで、 $\eta_N = N/(A_c \cdot f'_c)$, $\eta_{N+P} = (N+P_e)/(A_c \cdot f'_c)$ N : 軸力, P_e : 有効プレストレス力, A_c : 柱断面積, f'_c : コンクリート圧縮強度

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大きな損傷が生じないように、曲げとせん断に対する補強筋を配置するとともに横方向にプレストレスを導入した。図 2 には載荷装置を示す。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。

配置される PC 鋼材の断面積とプレストレス導入力の大きさは、実部材では、引張軸力をキャンセルする割合と、設計曲げ強度を得るために必要となる PC 鋼材量、および、コンクリート長期許容圧縮応力度より決まる長期許容軸力により決定される。今回製作した試験体では、参照すべき架構を想定していないため、先に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コンクリート断面に対する圧縮応力が $1/3f_c$ 程度となるように PC 鋼材断面積を決定した。

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

試験体	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	1.80

ϵ_{cm} : 圧縮強度時ひずみ, E_c : $1/3f'_c$ 割線弾性係数

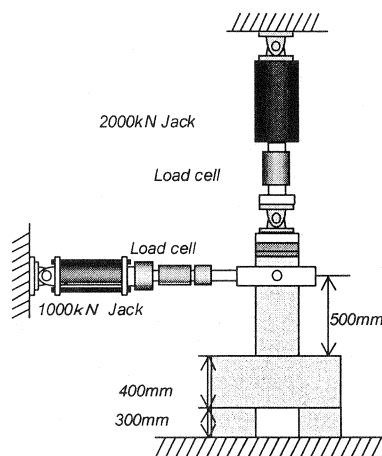


図2 荷重装置

図3にグラウトを行った試験体 $b1$, $b2$ の N-M インターアクション曲線を示す。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。図3では圧縮を正としている。 $b1$ では 636.0kN, $b2$ では 694.4kN の有効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、つり合い軸力以上となっていることが分かる。

荷重は、所定の軸力を加えた後、水平力を加えることにより行った。荷重履歴は、柱部材角で制御し、次の各部材角で2回ずつ繰返した： $\pm 0.25\%$, $\pm 0.5\%$, $\pm 1.0\%$, $\pm 2.0\%$, $\pm 3.0\%$, $\pm 4.0\%$, $\pm 5.0\%$ および $\pm 7.5\%$ 。

3. 実験結果

試験体はすべて柱脚部で曲げ圧縮破壊した。低軸力を受ける $b1, u1$ および高軸力を受ける $b2$ では、 $\pm 7.5\%$ の最終荷重変位まで達し、高軸力を受ける付着のない試験体 $u2$ では、最終荷重変位に達する以前に軸力を支持できなくなったため、 $\pm 5.0\%$ で荷重を終了した。

3. 1 柱脚モーメント-部材回転角関係

図4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。図中「Takemoto」とあるのは、竹本により提案された鋼材張力増分評価式(文献1)を用いて算定した曲げ耐力計算値である。表4に各試

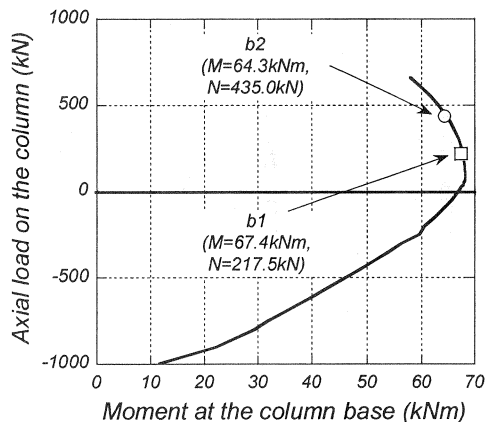


図3 N-Mインターアクション

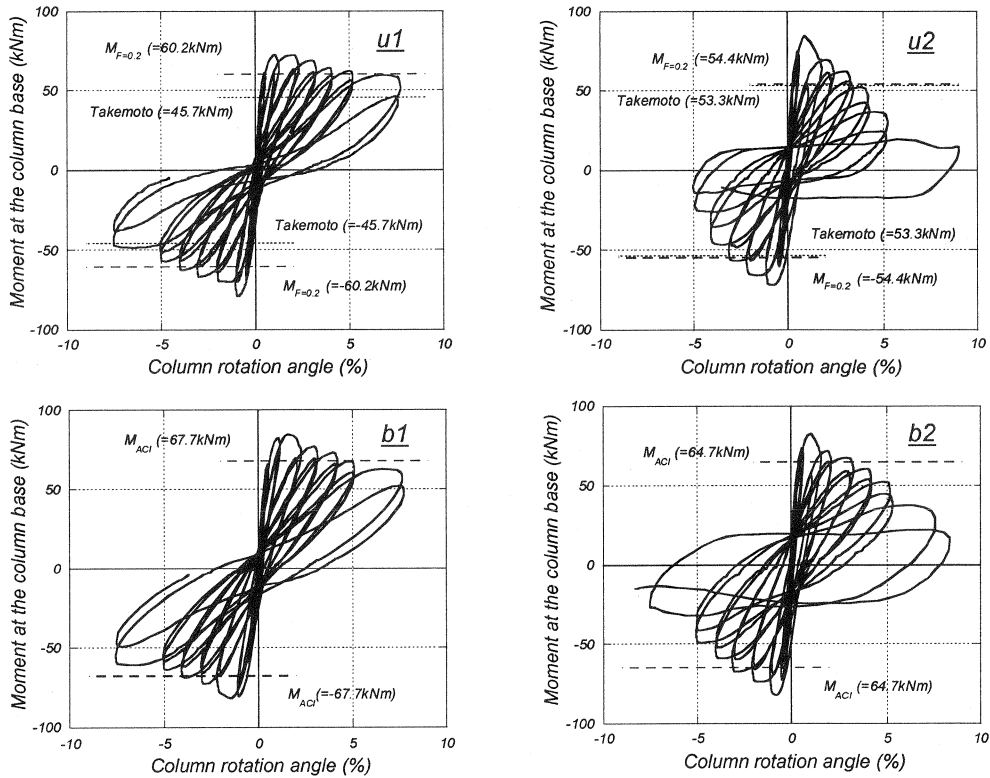


図4 柱脚モーメントー柱部材角関係

験体の最大耐力とその時の柱部材回転角を示す。付着のないPC部材の曲げ耐力に関しては、過去、いくつかの研究が発表されているが、その対象は、梁部材である。また、ACI 規準で想定しているように、常時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。

表4 曲げ耐力実験値と計算値

試験体	M_{exp} (kNm)	θ_m (%)	M_{ACI} (kNm)	M_{exp}/M_{ACI}
u1	72.8	1.06	60.2*	1.21
	-78.7	-0.97		1.31
u2	84.9	0.92	54.4*	1.56
	-71.9	-0.83		1.32
b1	84.7	1.60	67.7**	1.25
	-81.5	-1.45		1.20
b2	82.8	1.07	64.7**	1.28
	-82.3	-0.86		1.27

M_{exp} : 曲げ耐力実験値, θ_m : 曲げ耐力時柱部材角, M_{ACI} : ACIによる曲げ耐力算定値
 * F 値を 0.2 としたアンボンド鋼材の応力に基づき算定した値, ** 平面保持を仮定

付着のない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。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。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、F値0.2を本試験体に適用し、曲げ耐力を算定した結果をu1, u2に対して表4の M_{ACI} の欄に示した。なお、付着のある試験体に対しては、平面保持の仮定を用いて計算した結果を M_{ACI} として表4に示している。ここではACIのコンクリート応力ブロックを用いている。この計算結果と実験結果の比較からはF値を0.2にして耐力計算した場合、実験値

が計算値を 21~56%上回る。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、鋼材の張力評価が適切に行われたとしても、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。後の PC 鋼材張力の検討でも示されるが、PC 鋼材張力は、有効プレストレス力からほとんど増加しない。また、付着のある試験体においても、実験値が計算値を 20~28%上回ることから、釣り合い軸力を超える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 (文献 3) 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は横拘束の影響が考慮されないこと、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。

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 5 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 91~95%の耐力となっている。

表 5 付着の有無による曲げ耐力比較

試験体	M_{exp} (kNm)	M_{av} (kNm)	付着のある試験体に対する比率
u1	72.8	75.8	0.91
	-78.7		
u2	84.9	78.4	0.95
	-71.9		
b1	84.7	83.1	-
	-81.5		
b2	82.8	82.3	-
	-82.3		

M_{av} (kNm): 正方向載荷時と負方向載荷時の平均値

図 5 には、荷重-変形関係の包絡線を、付着のある試験体とない試験体とを比較して示す。軸力レベルが同じ試験体を比較すると、付着の有無による最大耐力時までの曲線には大きな違いはない。

図 6 に変位ステップの第二ループから計算した等価粘性係数を、柱部材角に対してプロットした。同図には過去に京都大学で行われた PC 圧着柱の載荷実験の結果 (文献 4) も併せてプロットされている。PCa-B1, PCa-B2, PCa-B3 は、付着のある試験体、PCa-U1, PCa-U2, PCa-U3 は、グラウトが施されていない付着のない試験体である。等価粘性減衰に対しては付着の有無よりも軸力の影響の方が大きい。

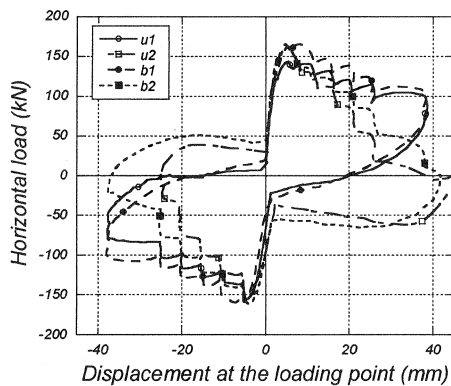


図 5 荷重-変位関係の包絡線

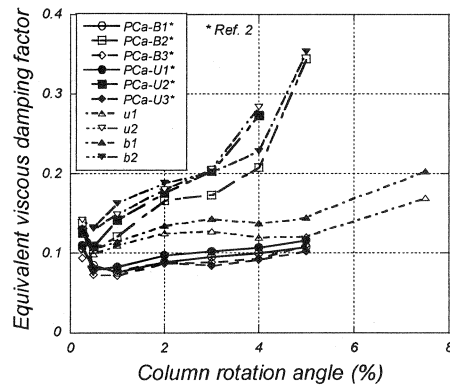


図 6 等価粘性減衰係数

図 7 には、柱脚におけるモーメントが最大耐力の 80%に低下したときの点を限界変形として、これを軸力比、軸力比+鋼材係数、軸力比+鋼材係数+圧縮側鋼材の有効プレストレス力のみを考慮したプレストレスレベルに対してそれぞれプロットした。鋼材係数 q_{sp} の算定時に用いた PC 鋼材降伏時張力には、引張側に配置されている 2 本の鋼材のみが考慮されている。軸力比、鋼材係数、圧縮側鋼材の有効プレストレス力のみを考慮したプレストレスレベルはいずれも、コンクリートが負担すべき圧縮力レベ

ルを表しており、部材の靱性に関連するものと考えられる。図には文献3のPC圧着柱載荷実験結果(文献3)もプロットされている。軸力比が大きくなると変形能力は低下する。また、付着のある試験体と付着のない試験体を比較すると、付着のない試験体の方が変形能力は小さくなっている。後の柱軸方向変形において詳細を示すが、これは、圧縮側となるPC鋼材が圧縮筋としての役割を十分に果たすことができず、コンクリートの圧縮力負担が軽減されないためであると考えられる。

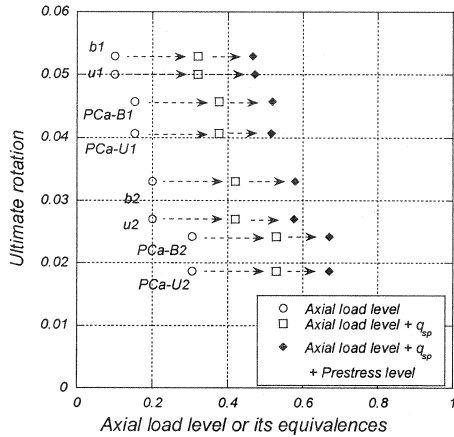


図7 変形能力の実験値

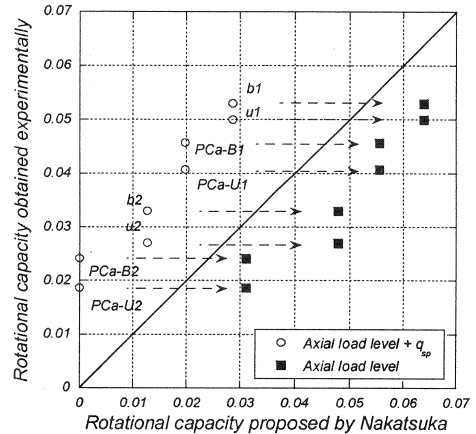


図8 中塚式による変形能力の評価

図8には中塚により提案された変形能力評価式(以下中塚式と略記)(文献5)から得られた限界変形を実験値と比較している。中塚式は基本的には梁への適用を想定されたものであり、軸力の影響を考慮できる式とはなっていない。そこで、軸力比が鋼材係数 q_{sp} と等価であると仮定して、図8では鋼材係数ではなく、軸力比+鋼材係数と軸力比を用いた評価値と実験値を比較した。柱軸力のみを考慮した場合には、中塚式は実験値を上回る推定値を与えるが、柱軸力に鋼材係数を加えると、安全側の評価を与える。

3. 2 柱軸方向変形

柱にプレストレスを導入する欠点としては、プレストレス力による軸力の増加に伴う変形能力の低下がある。すなわち、プレストレスをどの程度導入するかにもよるが、引張軸力をキャンセルすることは、圧縮時には、プレストレスによる余分な軸圧縮力を負担しなければならないことになる。

図9には、圧着接合部を含む230mmの塑性ヒンジ想定区間(≒柱全せい)において測定した変位より柱軸方向ひずみを計算した結果を示す。軸力の低いu1, b1試験体では軸方向ひずみの進行にほとんど差がないが、高軸力を受ける試験体では、付着のないu2試験体の軸方向ひずみの増加が荷重の早い段階で生じる。

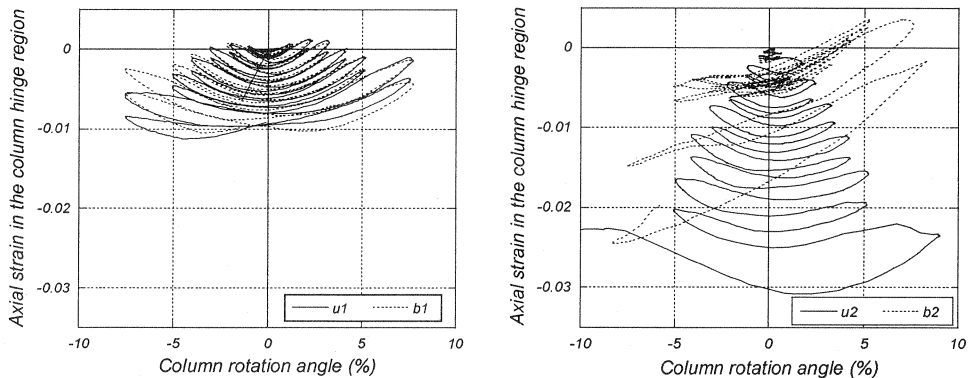


図9 柱塑性ヒンジ領域における軸方向ひずみ

3. 3 PC 鋼材張力変動

図10には、PC 鋼材張力変動の包絡線を、載荷点位置での変位に対して示す。PC 鋼材張力は、鋼棒端部に取り付けたロードセルにより測定した値である。付着のない試験体の場合は、鋼材張力をほぼ正確に表していると考えられるが、付着のある試験体の場合には、基礎部の付着のため、特に載荷の初期段階では塑性ヒンジ領域における張力を過小評価することになる。同図に「Effective prestress」として示されている点線は、実験直前の有効プレストレスを示し、この線よりも上にグラフがある場合は、張力増分となり、下にある場合には、張力減少となる。また、「PRC Guidelines」として示されている値は、日本建築学会「プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種 PC)構造設計・施工指針」を用いて算出した終局時におけるアンボンド PC 鋼材張力略算値である。PRC 指針の式は常時荷重を受ける梁部材を想定しており、今回のような試験体には適用できないとは考えられるが、実験結果と比較してみると、付着のない試験体の張力増分は PRC 指針で与えられているほど大きくはなっていない。

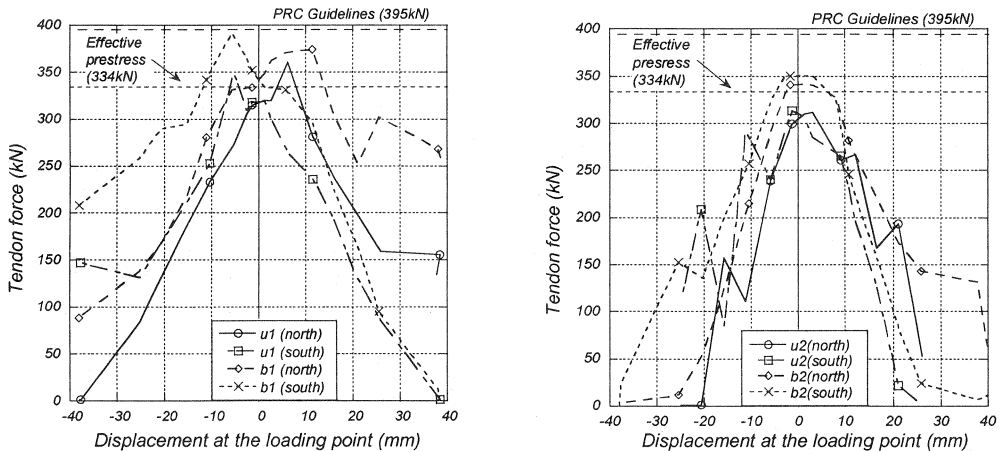


図10 PC 鋼材張力変動 (鋼材端部のロードセルによる測定値)

4. 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により、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、軸力比が 0.1 の場合 91%、軸力比が 0.2 の場合 95% 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 20~28% 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 21~56% 大きくなった。また、曲げ耐力時の PC 鋼材張力について見てみると、PRC 指針で得られる値よりも小さくなっている。
- (3) 付着のない試験体は、付着のある試験体に比べて、軸ひずみの進行が早く、最大耐力以後の耐力低下が大きくなった。
- (4) 鋼材係数+軸力比をパラメータとして中塚により提案された式を用いて変形能力を評価すると、終局時変形実験値を安全側に評価できる。

5. 参考文献

- (1) 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, Feb. 1984
- (2) 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, 1984 年 1 月 pp.10-16
- (3) 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, Jan.-Feb. 1989.
- (4) 浜田勇氣:「圧着柱の力学性状に関する研究」2003 年 2 月, 京都大学大学院工学研究科修士論文
- (5) 共同研究: PC 構造設計・施工指針の作成「6. 塑性ヒンジ領域の横補強法の提案」