

論文 普通鉄筋を有する PC 圧着工法による柱梁接合部の耐震性能

馬 華^{*1}・李 振宝^{*2}・董 挺峰^{*3}・大野 義照^{*4}

要旨：プレキャスト梁，柱をアンボンド PC 鋼線と普通鉄筋（後グラウト）を用いて接合する十字型接合部試験体を 6 体（HCJ-1～6）作成し，静的繰返し載荷実験を行った。その結果次のことが明らかになった。HCJ 試験体は現場打ち RC 試験体とほぼ同等なエネルギー吸収能力を有し，変形能力は RC 試験体より大きく，残留変形は RC 試験体より小さい。また，HCJ 試験体はひび割れが主に梁端に一箇所に集中し，除荷後にはほぼ閉合する。HCJ 試験体は高い復元性を有している。

キーワード：プレキャスト PC 圧着，アンボンド PC，接合部，耐震性能

1. まえがき

都市機能の高度集中化による資源，エネルギーの不足や環境問題などの深刻化を考えると，大地震時において建物倒壊を避け人命を守るのみでなく，地震後の建造物の損傷及びこれともなう損失を最小限に抑えることは今後の耐震設計における重要な目標である。通常の鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）構造では，部材の損傷により地震エネルギーを吸収するため，地震後の損傷が大きく，大きな残留変形も残る。地震後の損傷や残留変形を小さくする方法の一つに，工場で作られたプレキャスト梁，柱をプレストレス（以下 PC と略記）による圧着で組み立てる工法がある。米国の PRESS¹⁾研究プログラムがアンボンド PC 圧着工法に代表される一連の工法を，中野ら²⁾が PC 圧着関節工法を，菅田ら³⁾がエネルギー吸収用の普通鉄筋を併用されている高復元性架構工法をそれぞれ提案している。筆者ら⁴⁾もプレキャスト梁，柱をアンボンド PC 圧着工法による接合された十字型接合部試験体の静的繰返し載荷実験を行いその性能を確認している。アンボンド PC 圧着工法による構造には，RC 構造に比べて，(1)残留変形が小さく，(2)損傷レベルが低い，(3)損傷制御しやすいという

利点がある一方，エネルギー吸収能力が低いという欠点がある。このエネルギー吸収能力を改善するため，プレストレス鉄筋コンクリートのような構造，すなわち梁の上，下縁近傍に普通鉄筋（後グラウト）を併用する工法が考案された。本報では，プレキャスト梁，柱の接合にアンボンド PC 鋼線と普通鉄筋（後グラウト）を併用する十字型接合部試験体の静的繰返し載荷実験を行って，そのひび割れ状況，破壊性状，エネルギー吸収能力及び除荷後の復元性を調べた。

2. 実験概要

2.1 試験体

表—1 に試験体諸元を，表—2 に試験体に用いた材料の力学的特性を示す。試験体はプレキャスト梁，柱の接合にアンボンド PC 鋼線と普通鉄筋（後グラウト）を併用している 6 体（HCJ-1～6 と略記）である。比較対象として既報告⁴⁾における実験の HCJ-2 とほぼ同じ強度の現場打ち RC 試験体（MCJ と略記）1 体，アンボンド PC 鋼線のみを接合に用いる試験体（PCJ-3 と略記）1 体を取り上げた。HCJ-1～6 試験体の実験要因は，普通鉄筋の降伏強度（235 と 345 MPa 級），

*1 北京工業大学	工程抗震与結構診治北京市重点実験室	工博（正会員）
*2 北京工業大学	工程抗震与結構診治北京市重点実験室教授	工博（正会員）
*3 北京工業大学	工程抗震与結構診治北京市重点実験室大学院生	
*4 大阪大学	大学院工学研究科建築工学科教授	工博（正会員）

鉄筋比及び接合に用いる普通鉄筋の梁根元における付着のない部分の長さである。試験体形状及び配筋詳細を図—1 に示す。試験体は建物の柱階高および梁スパンの中央から切り出した約 1/2 スケールモデルである。プレキャスト梁、柱に普通の配筋を施し、梁端部の圧壊を防止するためスターラップまたはスパイラル筋を密に配筋して補強している。

HCJ 試験体の製作手順：(1) プレキャスト梁、柱を作製、(2)接合位置に接合に用いる PC 鋼線と普通鉄筋を通すシースを設け、(3)接合位置にモルタルを充填、(4)PC 鋼線と普通鉄筋を通し、普通鉄筋を通したシース内にグラウトを行い、梁根元において普通鉄筋の付着を切るシースを施す。(5)グラウト強度が 40MPa 以上、モルタル強度が設計強度の 70%以上を確認して、プレストレスを導入する。モルタルは無収縮モルタルで、試験時における圧縮強度は 72.5MPa で、破損後の剥落を防止するポリプ

ロピレン繊維を混入している。グラウトにはセメントペーストを用いた。試験時における圧縮強度が 60.0MPa であった。

表—1 試験体諸元

試験体番号	PC 鋼線	普通鉄筋	普通鉄筋付着のない部分の長さ (mm)	梁端部補強筋	
HCJ-1	2Φ ^s 15.2	3+3Φ14	35	スタラップ囲型@40	
HCJ-2		3+3Φ ₁ 14	35	スタラップ囲型@40	
HCJ-3		2+2Φ14	35	スパイラル筋Φ120@25	
HCJ-4		2+2Φ ₁ 14	35	スパイラル筋Φ120@25	
HCJ-5		---	---	---	スパイラル筋Φ120@25
HCJ-6		2+2Φ ₁ 14	70	---	スパイラル筋Φ120@25

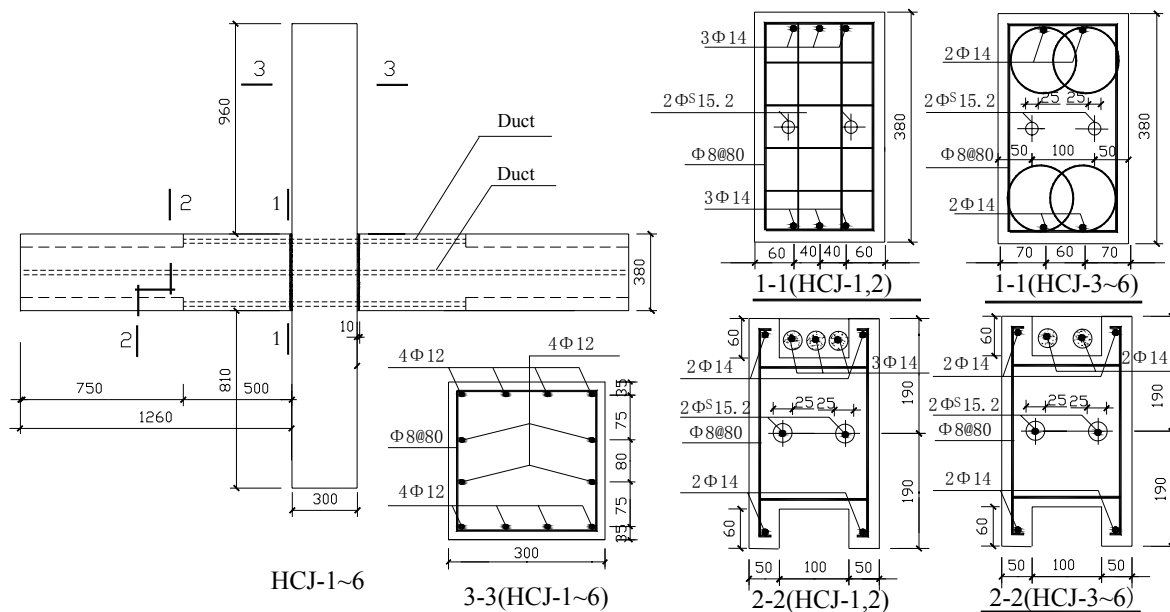
表—2 材料の力学的特性

(a) 鉄筋と PC 鋼線

直径 (mm)	降伏強度 MPa	引張強度 MPa	ヤング係数 GPa	伸び率 %
Φ14	292	456	180	27.1
Φ ₁ 14	439	595	177	28.6
Φ ^s 15.2	1788	1938	198	---

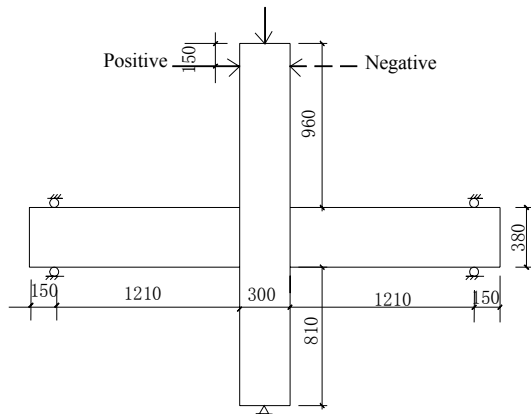
(b) コンクリート

種類	立方体圧縮強度 MPa	割裂強度 MPa	ヤング係数 GPa
C50	59.6	4.97	36.5

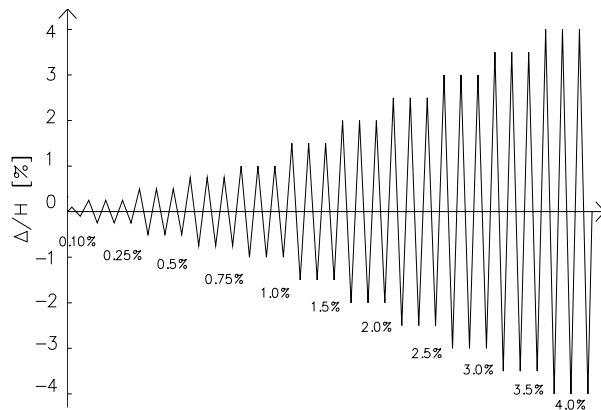


(単位：mm)

図—1 試験体形状及び配筋詳細



図—2 載荷方法



図—3 載荷サイクル

2.2 載荷方法

図—2 に示す載荷方法、図—3 に示す載荷サイクルで、柱頭において左右方向に静的漸増繰返し載荷を行った。載荷順序としては、まず柱に軸力 831kN（軸力比=0.155）を加え、その後に層間変形角が 0.1%、0.25%、0.5%、1.0%、……・4.0%（0.5%以後 3 回ずつ繰返し）となるように変形制御で水平力を加えた。荷重が最大荷重の 80%に低下した時点をもって試験を終了し、このときの変形を最大変形と定義する。



(a) MCJ

3. 実験結果と考察

3.1 破壊性状

HCJ-1～6 試験体は、弾性、鉄筋降伏、破壊の 3 段階を経て、すなわち接合に用いた普通鉄筋が降伏後、圧縮縁コンクリートの圧壊で最終段階に迎えた。

HCJ-1～6 試験体の梁、柱接合部の梁上縁には層間変形角が 0.1%、下縁には 0.25%～0.5%の時点で最初のひび割れが入り、ひび割れは主にここ 1ヶ所に集中している。そのため、層間変形角が 2%の時点でその幅は 5～6mm となっている。層間変形角が 0.5～1%の時点で HCJ-1～6 試験体の梁、パネルゾーンにひび割れが生じたが、プレストレスの効果によりその幅が小さい。また、除荷後にそのひび割れは閉じた。

写真—1 に層間変形角が 2%の時における梁端部、パネルゾーンのひび割れ状況を示す。MCJ 試験体には梁端部 1ヶ所にひび割れが集中して

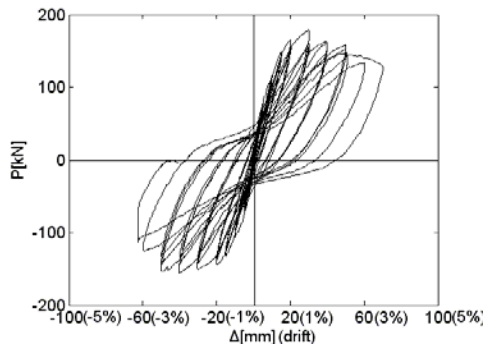


(b) HCJ-4

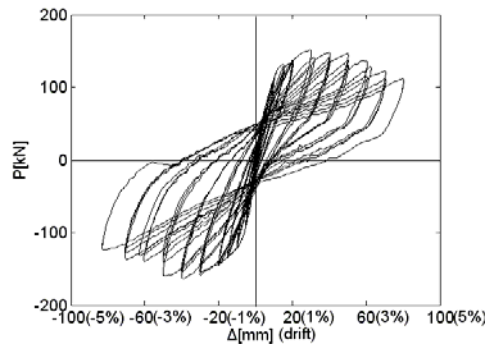


(c) PCJ-3

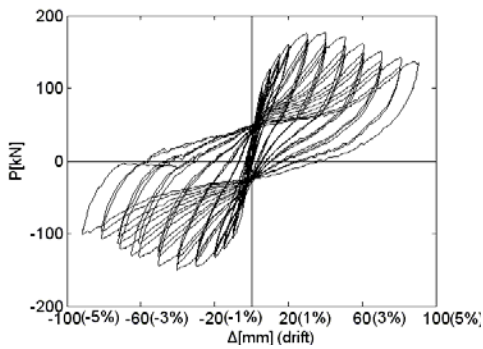
写真—1 層間変形角が 2%の時における梁端部、パネルゾーンのひび割れ状況



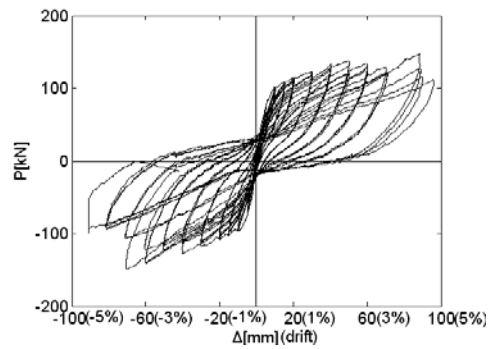
(a) MCJ



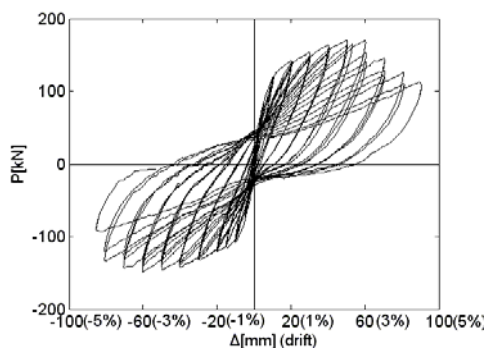
(b) HCJ-1



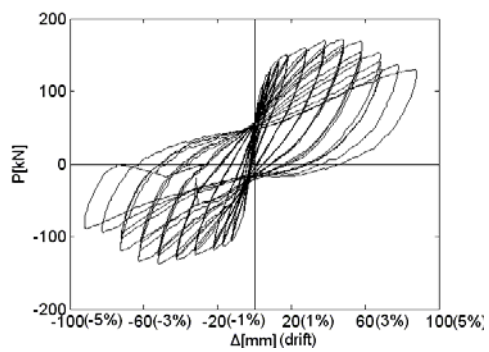
(c) HCJ-2



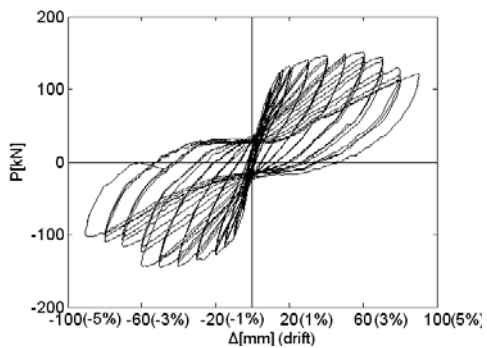
(d) HCJ-3



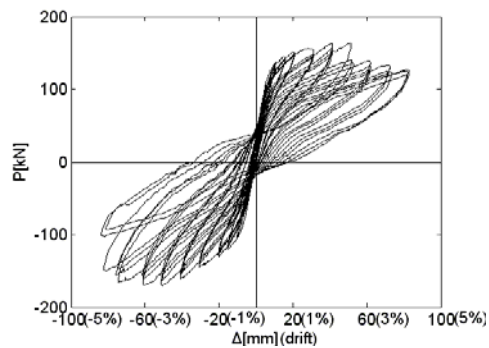
(e) HCJ-4



(f) HCJ-5



(g) HCJ-6



(h) PCJ-3

图—4 荷重 (P) ~ 変形 (Δ) 曲線

いるとともに、パネルゾーンに生じているひび割れも少ない。PCJ 試験体は HCJ 試験体とほぼ同様なひび割れ状況であった。

3.2 荷重～変形曲線

HCJ-1～6 試験体、MCJ 及び PCJ-3 試験体の荷重 (P) ～変形 (Δ) 関係を図—4 に示す。同図の横軸は変形 Δ (括弧中の数字は層間変形角) で示し、 $\Delta=20\text{mm}$ は層間変形角 1% に相当する。HCJ 試験体のスケルトンカーブは多少スリップ型の傾向があるが、MCJ 試験体は紡錘型に近い性状を示している。HCJ 試験体の最大荷重後の強度低下が MCJ より小さいが、これはアンボンド PC 鋼線が弾性域にあるためと考えられる。

HCJ 試験体の剛性低下が鉄筋降伏までは MCJ 試験体と変わりなく、降伏後の剛性低下は MCJ 試験体より小さい。また、HCJ 試験体の最大層間変形角は約 4% で、MCJ 試験体の約 3% より大きい。

3.3 エネルギー吸収能力

HCJ-1～6 試験体と MCJ 及び PCJ-3 試験体の等価粘性減衰係数 (Heq) と層間変形 (Δ) との関係を図—5 に示す。HCJ 試験体の等価粘性減衰係数は MCJ 試験体とほぼ同等の値で、PCJ 試験体より大きい。

普通鉄筋の降伏強度が大きく、鉄筋比も大きい HCJ-2 試験体の Heq 値は、普通鉄筋の降伏強度が小さく、鉄筋比も小さい HCJ-3 試験体より小さい。普通鉄筋の付着のない部分の長さが Heq 値に及ぼす影響は不明確である。

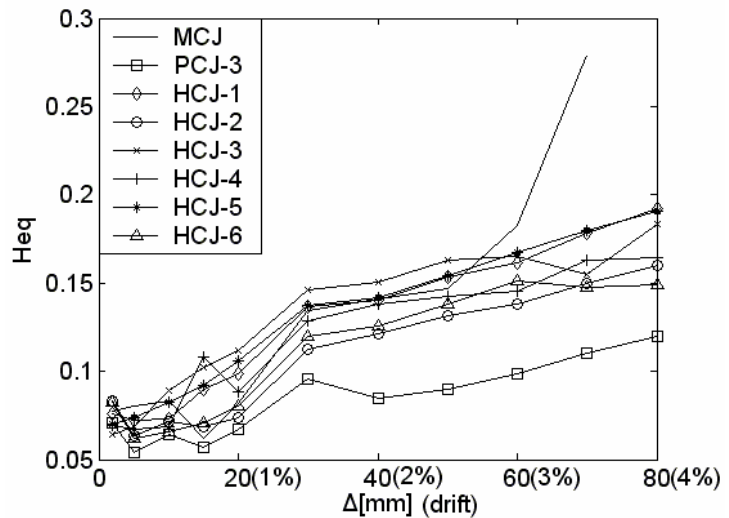
3.4 残留変形

HCJ-1～6 試験体と MCJ 及び PCJ-3 試験体の除荷後の残留変形 (δ) と層間変形 (Δ) との関係を図—6 に示す。HCJ 試験体の残留変形は MCJ 試験体より小さく、よい復元性を有しているが、PCJ 試験体よりはかなり大きい。

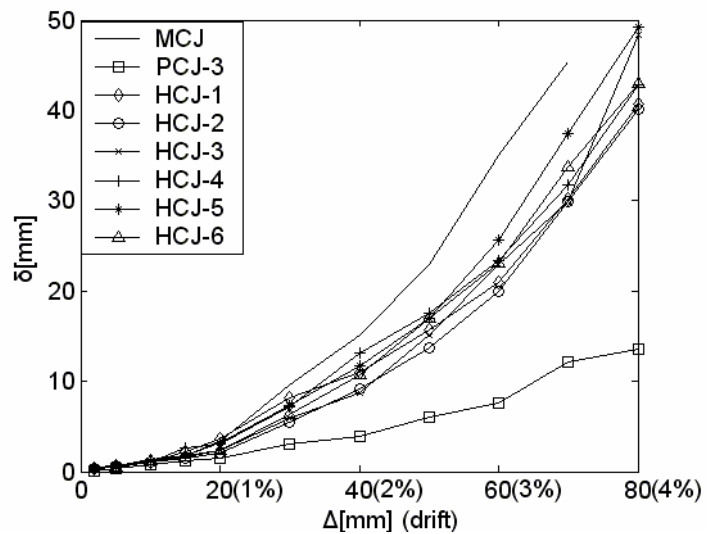
これは HCJ 試験体のプレストレス係数 $\lambda = T_p / (T_p + T_y)$ (T_p : PC 鋼線降伏耐力, T_y : 普通鉄筋降伏耐力) が 0.4～0.5 と小さく設定しているため、残留変形の制御のための適切なプレストレス量についての検討が必要である。

3.5 塑性変形倍率

HCJ-1～6 試験体と MCJ 試験体の降伏荷重、降伏変形、最大荷重、最大荷重時変形、最大変形と塑性変形倍率 μ ($\mu = \Delta_u / \Delta_y$, Δ_u : 最大変形, Δ_y : 降伏変形) を表—3 に示す。最大変形は荷重が最大荷重の 80% に低下したときの変形である。HCJ 試験体の塑性変形倍率が 5.26～10.7 となり、MCJ 試験体の 4.37 より大きく、優れた塑



図—5 等価粘性減衰係数 (Heq) と層間変形 (Δ) の関係



図—6 残留変形 (δ) ～層間変形 (Δ) の関係

表—3 試験体の変形と塑性変形倍率

試験体	MCJ		HCJ-1		HCJ-2		HCJ-3		HCJ-4		HCJ-5		HCJ-6	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
降伏荷重 P_y (kN)	149	131	114	118	143	118	95	91.6	122	109	132	105	113	113
降伏変形 Δ_y (mm)	15.1	14.4	10.5	9.27	14.3	13.8	8.25	7.86	11.2	12.1	11.3	11.9	12.1	13.4
最大荷重 P_u (kN)	178	156	152	164	178	151	148	149	171	149	172	138	151	145
P_u 時変形 Δ_{Pu} (mm)	30.2	41.0	304	40.1	40.2	40.5	68.3	70.5	60.4	60.3	48.3	52.2	59.8	49.3
最大変形 Δ_u (mm)	66.0	62.0	71.3	70.7	81.5	72.4	88.2	76.2	75.3	80.8	77.3	76.3	80.6	71.0
塑性変形倍率 $\mu = \Delta_u / \Delta_y$	4.37	4.31	6.81	7.63	5.7	5.26	10.7	9.70	6.71	6.67	6.85	6.43	6.66	5.38

性変形能力を有している。

普通鉄筋の降伏強度が大きい試験体 (HCJ-2, HCJ-4) の降伏荷重, 最大荷重は普通鉄筋の降伏強度の小さい試験体 (HCJ-1, HCJ-3) より大きい。鉄筋比の大きい試験体 (HCJ-1, HCJ-2) は鉄筋比の小さい試験体 (HCJ-3, HCJ-4) より最大荷重時変形が小さく, また降伏変形が大きいため塑性変形倍率が若干小さくなっている。

普通鉄筋の付着のない部分の長さが塑性変形倍率などに対する影響が不明確である。これは僅かではあるが普通鉄筋の滑りが確認されていることから普通鉄筋のグラウトの付着力が多少不十分であると推測できる。ただし, 付着のない部分の長さが0の HCJ-5 試験体において試験終了後に鉄筋の破断が確認され, 付着のない部分の長さについてさらに検討する必要がある。

4. むすび

プレキャスト梁・柱の接合にアンボンド PC 鋼材と普通鉄筋 (後グラウト) を併用した HCJ 試験体の力学特性を, 現場打 RC の MCJ 試験体及びアンボンド PC 鋼材のみでプレキャスト梁・柱を接合した PCJ 試験体の力学的特性と比較すると以下のことが言える。

- 1) HCJ 試験体ではのひび割れが主に梁端 1ヶ所に集中し, 除荷後にはほぼ閉じる。また, これ以外のひび割れや損傷が軽微で, 地震後の修復に有利である。
- 2) HCJ 試験体のエネルギー吸収能力は MCJ 試

験体に相当し, PCJ 試験体より大きい。

- 3) HCJ 試験体は, 塑性変形倍率が MCJ 試験体より大きく, 優れた塑性変形能力を有している。
- 4) HCJ 試験体は, 除荷後の残留変形が MCJ 試験体より小さく, 高い変形復元性を有している。

謝辞: 本研究に伴う実験の実施に当たり, 協力を頂いた北京工業大学工程抗震与結構診治北京市重点実験室崔畔起氏, 李力氏, 同大学院生冯立峰氏, 白聰敏氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) Priestley M J Nigel.: Overview of PRESSS Research Program, PCI JOURNAL, 36(4), pp50-57, 1991
- 2) 中野清司, 田邊恵三, 松崎育弘等: PC 圧着関節工法による損失制御架構の力学的性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, No.576, pp125-132, 2004.2
- 3) 菅田昌宏, 中塚侖: アンボンド PC 圧着工法によるエネルギー吸収型高復元部材の荷重—変形関係に関する実験的検討, 日本建築学会構造系論文集, No.584, 2004.10, pp153-159
- 4) DONG Ting-feng, LI Zhen-bao, ZHOU Xi-yuan, et al.: An Experimental Study on Seismic Performances of Precast Prestressed Concrete Beam-to-Column Connections with unbonded tendons, Journal of Beijing University of Technology, 32 (2), 2006