

# スチールキャップを有するアンボンドPCaPC柱・梁圧着接合によるト型試験体の繰返し載荷実験

# CYCLIC LOADING TEST OF PRECAST PRESTRESSED CONCRETE BEAM-COLUMN CONNECTIONS WITH STEEL-CAP

山下 仁 —— \* 1      越川武晃 —— \* 2  
和田俊良 —— \* 3      上田正生 —— \* 4  
溝口光男 —— \* 5      小松憲一 —— \* 6  
井上圭一 —— \* 7

Hitoshi YAMASHITA —— \* 1      Takeaki KOSHIKAWA —— \* 2  
Toshinaga WADA —— \* 3      Masaaki UEDA —— \* 4  
Mitsuo MIZOGUCHI —— \* 5      Ken-ichi KOMATSU —— \* 6  
Keiichi INOUE —— \* 7

キーワード：  
プレキャストプレストレストコンクリート, プレストレストコンクリート梁, 圧着接合, ト型柱・梁接合部, アンボンド緊張鋼材, スチールバンド, スチールキャップ, 損傷抑止

Experimental results of new precast concrete beam-column connections constructed by post-tensioning precast beams to precast columns using unbonded tendons are presented. The connections consist of precast beams which has steel cap at its ends and precast columns which has steel band at the connection region. The steel cap and steel band are used to reduce damage in the plastic hinge region of precast beams. Four test specimens were subjected to reversed cyclic loading and comparisons were made between the behavior of presented precast concrete specimens and conventional precast concrete specimen.

Keywords:  
Precast prestressed concrete, Prestressed concrete beam, Compressed connection, Exterior beam-column connection, Unbonded tendon, Steel band, Steel-cap, Damage protection

## 1. はじめに

近年, アンボンド・プレキャストコンクリート(以下PCaPCと略記)柱・梁圧着接合構造が注目されている<sup>1)~3)</sup>。PC鋼材にグラウチングを施した通常のPC構造自体が, 震災時におけるエネルギー吸収能力が劣るとされているにもかかわらず, アンボンドPCaPC圧着構造が構造技術者の興味を引く最大の理由は, 「PC鋼材をアンボンド状態(部分的であっても)とすることで, 震災による過大な変形を受けた後でもPC鋼材を過大に降伏させることなく, 構造体の原点指向性能を良好な状態で確保できる可能性が高い」からであろう。勿論, この種の構造の欠点である低いエネルギー吸収性能を改善するため, 様々な新技術の開発の試みも精力的に行われている<sup>4)~8)</sup>。

著者らは, このアンボンドPCaPC圧着接合構造のもつ上記の利点の他に, 「構成部材(梁・柱)の再利用(リユース)の可

能性」という今一つの特性<sup>9)</sup>に注目している。実際に既往の実験結果を概観してみると, 従来のPCaPC柱・梁接合部は, 最大荷重を受けたあと除荷されると, 載荷時に生じた亀裂の多くが閉合し, 優れた高い原点指向性能を示すことが明かである。しかし, 梁端近傍の上・下端におけるコンクリートの圧潰による損傷は, 「補修が容易な程度」とは言い難く, 更にこれを「解体後に再利用」することは, 殆ど不可能なように思われる。

著者らは, これらの構造的損傷を極力低減させるべく, 図1に示すような「スチールのバンドとキャップを有するアンボンドPCaPC柱・梁圧着構造」を新たに提案してきた<sup>9)~11)</sup>。本構造は, 柱と梁の一部分を鋼板で覆い, その拘束効果によってコンクリートの損傷を抑止して, 被災後も補修を要しない程度に健全性を保持できるようにすることを最終的な目的とするものである。

本論文は, 既報<sup>9)</sup>の「鋼板-モルタル接合面のせん断要素実験」に引き続いて, 「スチールバンド・キャップを有するアンボンドPCaPC柱・梁」を模擬して作製したト型試験体シリーズ4体の静的繰返し載荷部材実験の結果について報告し, 若干の検討・考察を加えたものである。

## 2. スチールバンド・キャップを有するアンボンドPCaPC柱・梁圧着構造の実験概要

本シリーズでは, スタブを想定したコンクリート柱にスチールバンドを巻き付け, 梁端にスチールキャップを被せて補強したト型試験体をプロトタイプとし, その比較のた

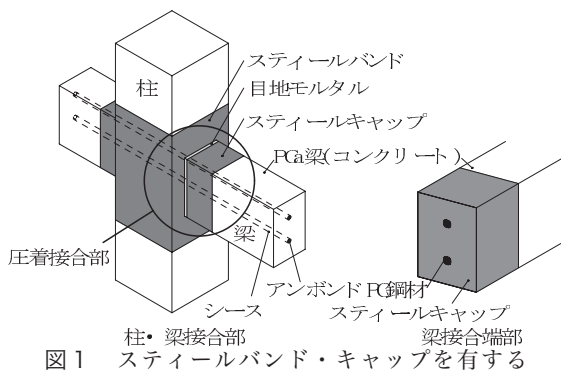


図1 スチールバンド・キャップを有するアンボンドPCaPC柱・梁圧着構造の概念図

\*1 北海道職業能力開発大学校 講師・工修  
(〒047-0292 小樽市銭函3-190)  
\*2 北海道大学大学院 助教・工博  
\*3 北海道職業能力開発大学校 講師・工博  
\*4 北海道大学大学院 教授・工博  
\*5 室蘭工業大学 教授・工博  
\*6 北海道職業能力開発大学校 講師  
\*7 福井大学大学院 講師・工博

\*1 Lecturer, Hokkaido Polytechnic College, M. Eng.  
\*2 Assist. Prof., Hokkaido Univ., Dr. Eng.  
\*3 Lecturer, Hokkaido Polytechnic College, Dr. Eng.  
\*4 Prof., Hokkaido Univ., Dr. Eng.  
\*5 Prof., Muroran Institute of Technology, Dr. Eng.  
\*6 Lecturer, Hokkaido Polytechnic College  
\*7 Lecturer, Univ. of Fukui, Dr. Eng.

めに、従来の鋼板拘束補強のないPCaPC圧着接合試験体の実験もあわせて実施することとした。

### 2.1 ト型試験体の概要

表1にト型試験体の一覧を示す。本シリーズは4体の試験体で構成され、主として梁の鋼板の拘束効果の影響が検討される。1) PCNNは従来の鋼板を一切用いない圧着接合形式を採用した試験体である。他の3体には、すべて柱にスティールバンドを巻き付け、梁端部のスティールキャップの長さ(以下、キャップ長と略称する)のみを変えている。即ち、2) PCBNはキャップ無し、3) PCBC10はキャップ長100mm、4) PCBC30はキャップ長300mmである。

図2にト型試験体PCBC30を一例としてその詳細を示す。各部位の断面寸法は柱を450mm×450mm、梁を250mm×400mmとしている。また、柱・梁接合面から梁端加力点までが1450mm、柱支持点間の距離が1100mmであり、各試験体ともすべて共通である。

配筋は同図中に示すとおり、2本のPC鋼材(φ=23mm)と、D10及びD19の普通鉄筋を用いており、各部位はせん断破壊が曲げ破壊に先行しないように設計されている。また、梁断面に対するPC鋼材係数は0.18である。

スティールのバンドとキャップは厚さ9mmの鋼板を用いて、

表1 ト型試験体の一覧

番号	試験体名	単位(mm)					
		柱スティールバンド有無	長さ	厚さ	梁スティールキャップ有無	長さ	厚さ
1	PCNN	無	-	-	無	-	-
2	PCBN	有	800	9	無	-	-
3	PCBC10	有	800	9	有	100	9
4	PCBC30	有	800	9	有	300	9

表2 コンクリートとモルタルの材料性状

材料	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	54.1	31.0	3.6
モルタル	87.5	26.4	3.3

表3 鋼板・鉄筋・アンボンドPC鋼材の材料性状

材料	種類	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )
鋼板	SS400	-	399
鉄筋	SD345	404	551
PC鋼材	SBPR785/1030	1047	1215

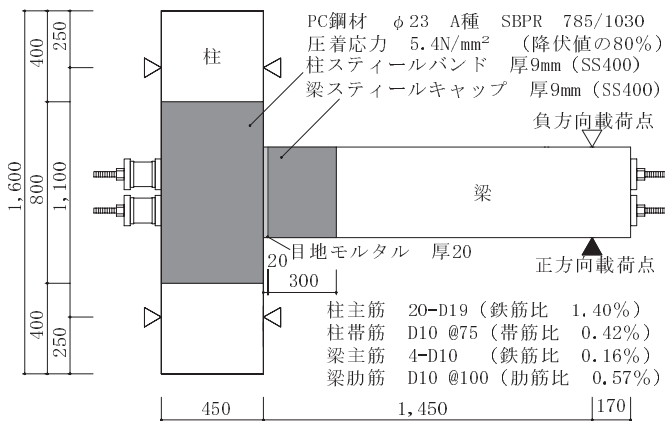


図2 ト型試験体PCBC30の詳細

隅角部を溶接して作製された。柱のスティールバンドは4枚の鋼板による矩形の筒状で、梁のスティールキャップは5枚の鋼板による箱型状であり、PC鋼材のシース貫通孔(φ=36mm)を設けている。

試験体コンクリートの打設は、木製型枠にスティールのバンドとキャップをそれぞれ組み込み、柱、梁ともに型枠を鉛直に立てた状態で、上端よりコンクリートを打設した。このとき、梁の型枠は接合部側が底側となる。

柱・梁の圧着方法は、柱と梁の間に目地(幅20mm)を設け、そこに無収縮モルタルを充填し、次いで、部材を貫通する2本のシース(φ=36mm)にPC鋼材(φ=23mm)を挿入し、手動油圧ジャッキを用いて緊張して、その圧着応力が5.4N/mm<sup>2</sup>(コンクリート圧縮強度の約1割)に達したことを確認してから、ナット用いて定着している。この導入力の大きさは、一般的な、1本当たりのPC鋼材の降伏強度の約8割である。また、シースとPC鋼棒の間にはグラウト処理を施さないアンボンドとしている。

表2にコンクリートとモルタルの材料性状を示す。コンクリートは圧縮強度54.1N/mm<sup>2</sup>で、先の目地モルタルはコンクリートの圧縮強度を下回らないように計画され、その圧縮強度は87.5N/mm<sup>2</sup>であった。

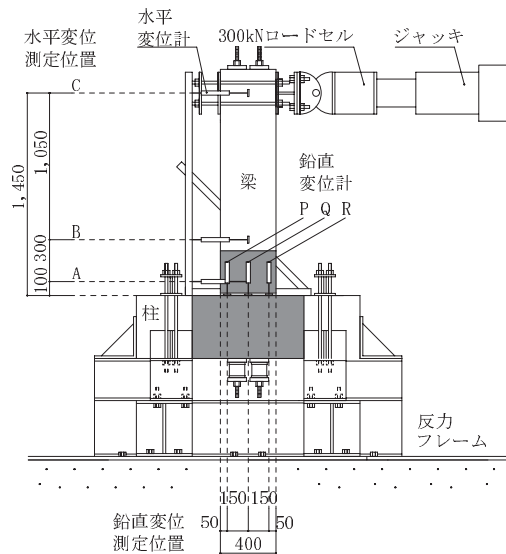


図3 加力装置概略図

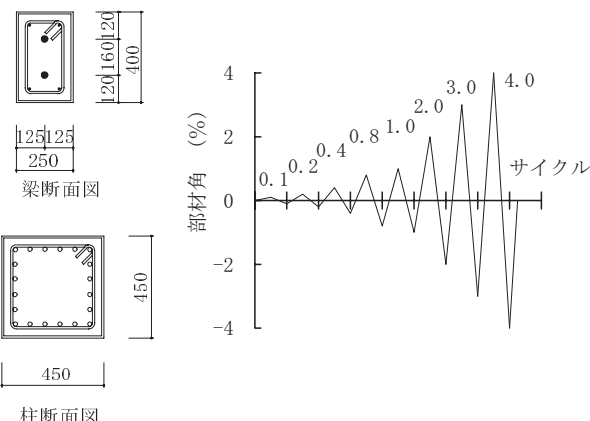


図4 加力サイクル

表3には鋼板、鉄筋、PC鋼材の材料性状を掲げる。スティー  
ルのバンドとキャップに用いる鋼板は厚さ9mmで、降伏強度  
399N/mm<sup>2</sup>の普通鋼材である。

## 2.2 加力・測定方法

図3に加力システムの概略図を示す。本実験では主として、  
圧着接合部における梁の鋼板による補剛の効果を検討するた  
め、同図のように柱状のスタブ部材をH型鋼製の支持装置に水  
平にボルト締めにして固定し、梁部材を直立させ、その先端部  
の加力点に静的油圧ジャッキを用いて手動で正負交番の繰返  
し载荷する。この载荷のサイクルは、図4に掲げるように相対  
部材角0.1～4%の±8サイクルとした。

実験時の主な測定項目は図3に示すように、①梁中央の水  
平方向のA、B、C3点の载荷方向の変位、②接合端側の梁端から  
50mm離れた横断面に沿うP、Q、R3点の鉛直方向の目開き変位、  
③柱中央部下側に取付けられた2つのロードセルによるPC鋼  
材の張力、④接合端側の梁端から150mm離れた位置における4  
本の梁主筋の歪の4種である。

## 3. 実験結果と考察

スティーのバンドとキャップを有するPCaPC圧着接合試験  
体の実験結果を、1)荷重-部材角関係、2)梁の変形状態と  
接合部の目開きの挙動、3)実験終了後の試験体の状況、4)  
PC鋼材の引張合力の変動及び5)梁主筋の歪の各項目につい  
て見ていくことにする。

### 3.1 荷重-部材角関係

図5に、载荷実験によって得られた全試験体の荷重-部材角  
関係を図示してある。

同図(a)は、柱・梁ともに鋼板による何らの補強も有しない  
従来型のPCNN試験体の結果である。この図から分かるように、  
この試験体は部材角0.2%程度までは、荷重が直線的に増加す  
るが、その後徐々に剛性が低下し、部材角2%以降は荷重の増  
加は頭打ちとなり、部材角3%で最大荷重90.6kNに達した後、

正加力方向の部材角がほぼ4%の時点で、梁接合部の圧縮縁の  
コンクリートが圧潰に至ったが、大幅な耐力の低下は見られ  
なかった。尚、この実験曲線に負荷荷方向の部材角4%に到る  
実験曲線が描かれていないのは、正方向の部材角が4%近傍の  
载荷時点で圧潰に伴うコンクリートの剥落により接合部の梁  
の断面積が大きく欠けたため、その後の負荷荷方向の加力を  
取りやめたためである。

同図(b)～(d)は、柱か梁の何れかにスティーバンドなどの  
鋼板による補強を有する試験体の実験結果であり、このうち  
の図(b)には、柱スタブにのみスティーバンドを有し、梁端  
部には先のPCNN試験体と同様スティーキャップを持たない  
PCBN試験体の、また図(c)と(d)には共に、柱のほか梁端部  
に長さの異なるスティーキャップを有する試験体PCBC10  
(キャップ長:10cm)とPCBC30(キャップ長:30cm)の実験結果  
が示されている。これらの図(b)～(d)を相互に比較してみ  
ると、これらの試験体の荷重-部材角曲線はほぼ同様の形状を  
示しており、特記すべき差は殆ど生じておらず、3者とも部  
材角がほぼ1%の時点で目地モルタルとスティーバンド間に開  
きが生じ、部材角の増加と共に目開きが増大した。しかしその  
後、部材角が4%に到っても3者共に大きな耐力低下は認めら  
れなかった。

またこれらの図(b)～(d)と、前掲の図(a)の従来型のPCNN試  
験体の結果を比較してみても、これら3者の結果は、正载荷側  
の最大耐力がPCNNよりも僅かに低下している以外大きな違  
いは無いようである。このように鋼板による何らかの補強を有  
する試験体3者の最大耐力が、これを有しないPCNN試験体の  
それより低くなる原因は明らかではないが、目地モルタルに  
接して鋼板がある場合、僅かだとしても局所的な目地モルタル  
の損傷が進むため、これに起因して梁の耐力が低下するた  
めではないか、と著者らは考えている。

以上、荷重-部材角関係の実験結果のみから判断すると、「ス  
ティーバンドとキャップを用いて圧着型のPCaPC柱・梁接合  
部を補剛しても、結果としてその荷重-部材角関係には大きな  
影響は及ぼさない」と云うことになる。しかし以上の結果は、  
後述するように、「スティーバンドとキャップを用いること  
による効果は認められない」という結論には直ちに結びつか  
ず、「鋼板を持たない従来の梁と同様な荷重-部材角関係を保  
ちながら、梁端部の損傷を抑制できる」と解釈することも可能  
であろう。

図6は、上記の全試験体の荷重-部材角の载荷履歴にお  
ける

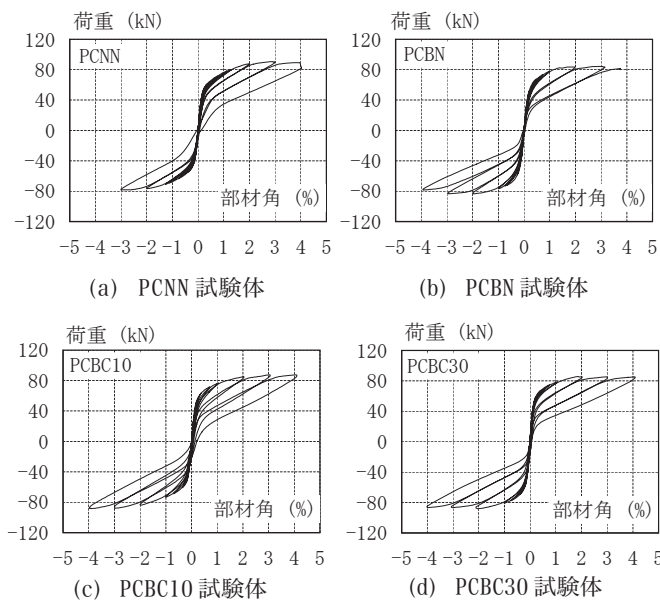


図5 荷重-部材角関係

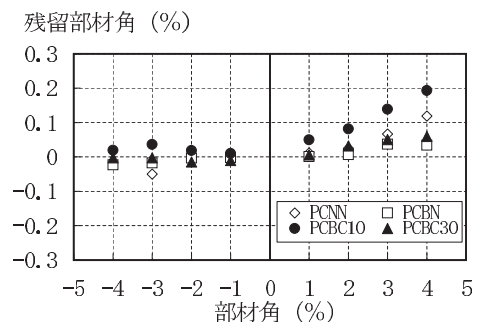


図6 残留部材角

る、各载荷サイクルにおける残留部材角と、これに対応するサイクル時の最大履歴部材角との関係を図示したものである。同図の右側が正方向载荷時の、また左側は負方向载荷時の結果である。

この図によれば、正・負両方向とも残留部材角が最も大きいのはPCBC10試験体であり、正方向の最大残留部材角は0.19%となっているが、ほかの全ての試験体の最大残留部材角は-0.4%~+0.12%の範囲に収まっている。このようにPCBC10試験体の残留部材角が他のそれより大きくなるのは、この試験体の正方向载荷時において、引張側のキャップに僅かながら抜け出し現象が視認されていたので、恐らくはそれが原因であろうと考えられる。これに対し、PCBC10よりキャップ長が20cm長いPCBC30試験体ではこの抜け出し現象は全く観測されず、その残留部材角も+0.06%~-0.02%のごく小さな範囲に収まっている。しかし、PCBC10試験体以外の全ての試験体は高い原点指向性を保持していた。

### 3.2 梁の変形状態と接合部の目開きの挙動

図7は、各試験体の変形状態を見るため、正方向载荷時の部材角1%、2%、3%の3段階における各梁の中央線上の主要3点A,B,C(図3参照)の変形量を比較して図示したものである。即ち、同図(a),(b),(c),(d)は、それぞれPCNN,PCBN,PCBC10,PCBC30試験体の計測結果である。図(a)の試験体(PCNN)は全ての部材角の段階でほぼ直線的に、また図(b)~(d)の各試験体は、部材角1%と2%の段階では、接合部から400mmのB点で「梁の折れ曲がり」が見られるが、部材角が3%の段階ではこの「梁の折れ曲がり」が幾分緩和され直線に近い変形状態を示している。いずれにせよ、これらの全ての試験体は、スティールバンドやキャップの有る無しに拘わらずほぼ剛体回転に近い変形性状を示し、その変形量の殆どが接合部の目開きによるものであることが分かる。

図8(a)~(d)には、各試験体の圧着面近傍の梁端から50mm離れた梁の横断面上P,Q,Rの3点における、柱スタブ表面からの目開き変位量を、図7の場合と同様に部材角1%、2%、3%

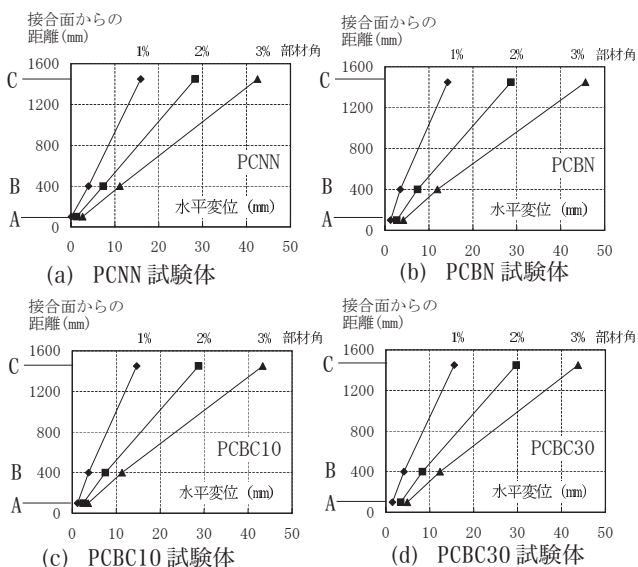


図7 梁の変形状態

の3段階を対象にして図示したものである。

これらの図によれば、全試験体のQとR点で目開きが生じ、図(a)のPCNN試験体以外は、各部材角の段階でP,Q,R3点の鉛直変位値はほぼ直線形状を見せており、この計測結果からも、これらの試験体は剛体回転に近い状態で変形していることが分かる。この中でPCNN試験体の部材角2%以降において直線形を示さなくなる理由は不明である。

### 3.3 実験終了後の試験体の状況

図9の(a),(b),(c),(d)は、それぞれPCNN,PCBN,PCBC10,PCBC30の各試験体の、载荷実験終了後における接合部に近い

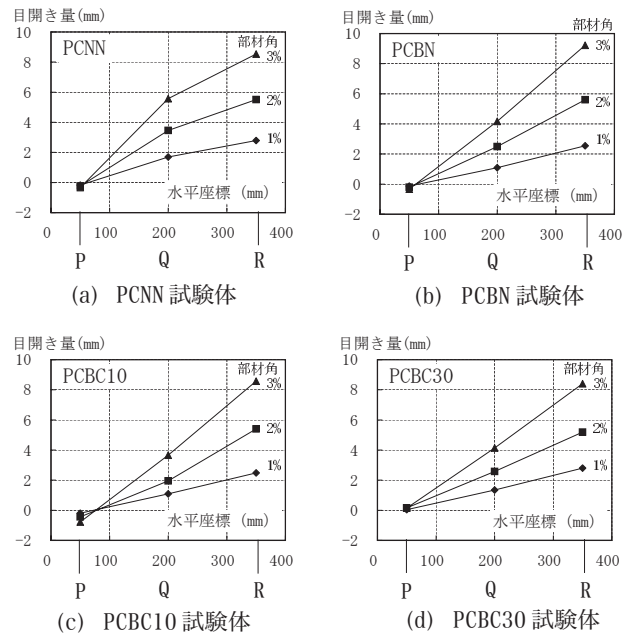


図8 柱に対する梁端の変位(目開き量)

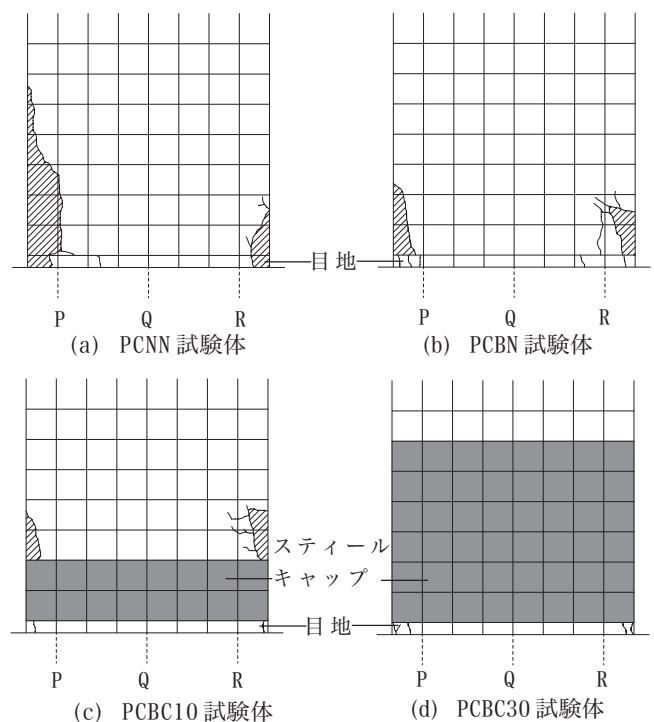


図9 実験終了後の試験体の状況



領域の梁側面状況を図示したものである。同図(a), (b)を見ると、共にスチールキャップを持たないこのPCNNとPCBN試験体には、接合端部の横断面の両サイドにコンクリートの剥落を伴う比較的大きな圧潰領域が生じている。これに対して、共にスチールキャップを有する同図(c), (d)を見てみるとキャップ長(10cm)の短いPCBC10試験体には鋼板とコンクリートの境界の両サイドに上記の2体よりは軽微であるが圧潰部分が見られるが、キャップ長(30cm)が長いPCBC30試験体では、目地部分以外、鋼板との境界部分を含めて殆ど無傷の状態を保っていることが明らかである。

なお、紙幅の都合上図は示されていないが、柱スタブ部分では、唯一スチールバンドを有しないPCNN試験体にも、梁との接合面の下側に軽微なひび割れが認められた以外、他の試験体すべては、スチールバンド縁とコンクリートの境界部分を含め殆ど無傷に状態を保っていた。

### 3.4 PC鋼材の引張合力の変動

図10の(a)~(d)は、柱スタブ下端でPC鋼材に取り付けたロードセル(図2参照)によって測定した鋼材の引張合力の、部材角に対する変動状況を各試験体別に図示したものである。

まず同図(a)のスチールバンドなどの鋼板による一切の補強をもたないPCNN試験体を見てみると、部材角2%経過後の除荷時から鋼材の引張合力の減少が顕著となり、その後次第に減少量が増大していき、最終的な残留合力は実験開始時点の引張合力の66%近くに減少している。その他の同図(b)~(d)の試験体についても同様な減少傾向が認められるが、これら残りの試験体のPC鋼材の残留引張合力は、3試験体ともほぼ同じく実験開始時の46%程度となっており、その低下度合いは先のPCNN試験体よりもさらに大きくなっている。このようにこれらの試験体のなかでPCNN試験体のみでの残留引張合力が他の試験体のそれより大きい理由は、前項3.1で既に触れた理由により、負側で最大となる-4%に到る載荷が中止されたことにも一因があることを付記しておく。

本試験体のようなアンボンドPCaPC柱・梁圧着接合構造においてPC鋼材の引張合力に低下が生じる原因としては、次のようなものが考えられる。即ち、①PC鋼材の降伏、②目地部分を含む梁部材長の短縮、③梁端面のめり込みによる柱面の損傷劣化、の3点である。

そこでPC鋼材の引張合力の最大値を比較するため図11に、全ての試験体の上下2本のPC鋼材が受けたロードセルによる計測結果の最大引張合力の平均値を、予め実施しておいた同じPC鋼材の引張試験曲線の中に描き入れてみたが、この図によればPCNN試験体の引張合力が最も大きく、次いでPCBC10、PCBC30、PCBNの順となっており、上記の①が原因とは考えられない。しかし、先に見た図9から判断しても、②の目地の損傷状況の違いに原因を求めることも出来ず、また試験後に確認した柱の接合面の状態をみても、③が原因とも到底考えられず、この理由を特定することは出来なかった。

### 3.5 梁主筋の歪

既に2.2で記述したように、本実験では梁の主筋4本(図2参照)全てについて接合面から150mmの位置に歪ゲージ(検長

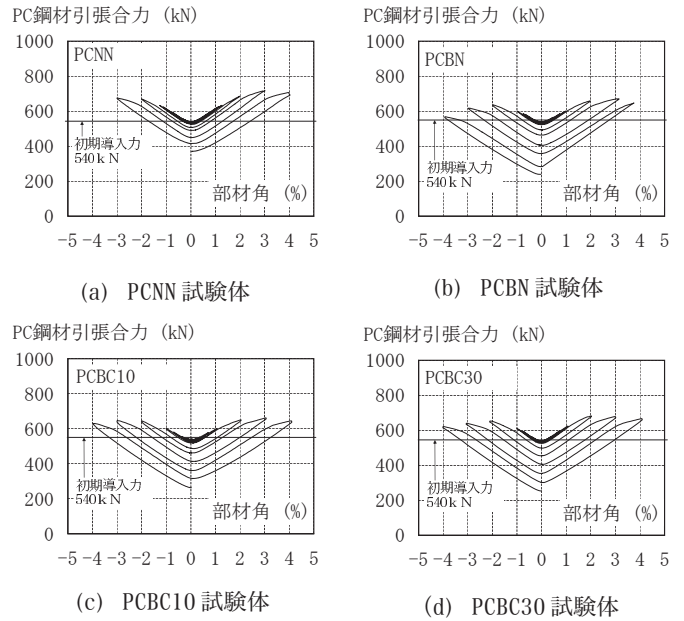


図10 PC鋼材の引張合力の変動

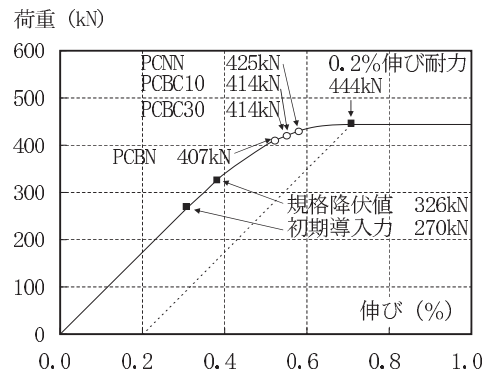


図11 PC鋼材が受けた最大引張力

1mm)を貼付し、計測を行った。

図12の(a)~(d)は、これらのうち前掲の図2の正方向載荷時に引張側となる一つの主筋の歪を例にとり、実験時に得られた各試験体の部材角との関係で整理して、図示したものである。

これらの図の結果を相互に見比べてみると、共に梁部にスチールキャップを持たない図(a)(PCNN試験体)と(b)(PCBN試験体)の繰り返し曲線は、「圧縮側(負値側)の歪の分担量の方が引張側より大きくなる」という似通った形状を示している。このように図(a)と(b)の両試験体の歪曲線が、引張側と圧縮側で形状が大きく異なるのは、これらの主筋のある側が引張領域となる場合、梁と柱は容易に離間可能なため、この領域では歪が大きく緩和され平面保持の仮定から逸脱してしまうからである。

以上の事実を念頭に置きつつ、引き続き共にスチールバンドとキャップを有するタイプの試験体PCBC10とPCBC30の結果を示す同図(c)と(d)に注目してみると明らかのように、スチールキャップによって梁の材端部が覆われたこれらの試験体(PCBC10はキャップ長10cm、PCBC30はキャップ長30cm)では、引張側と圧縮側の歪の曲線形状の間に、先の図(a)と(b)の曲線ほど大きな相違は生じておらず、しかもキャップ長が

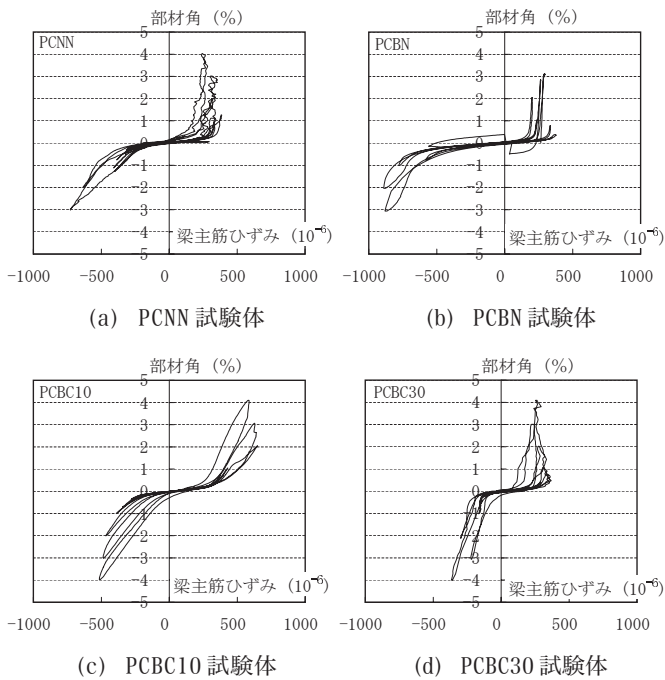


図 1 2 梁主筋の歪

長いPCBC30試験体の歪量の大きさは、引張側・圧縮側ともキャップ長の短いPCBC10試験体のそれより大幅に少なくなっており、キャップ長の違いによる梁端部の補剛の効果が明確に現れている。

#### 4. まとめ

被震時におけるPCaPC梁部材のコンクリート部分の損傷を極力低減させるため、更には部材の再利用の可能性をも探るため、アンボンドPCaPC柱・梁接合部の一部をスチールバンドとキャップで覆った試験体を含めた総数4体のト型試験体を製作して繰り返し載荷実験を行った。

本実験研究によって得られた結果を要約し列記すると以下のようである。

- 1) スチールバンド・キャップを有する試験体は、全般的に従来のPCaPC試験体と同様な、滑らかな復元性に富んだ安定した繰り返し載荷-変形挙動を示した。
- 2) 実験終了後の各試験体の状況から判断して、スチールバンドとキャップを有する試験体の損傷状況は、従来型の試験体とは大きく異なっており、キャップ長10cmの試験体では、鋼板との境界のコンクリート部分における圧潰領域が見られたが、キャップ長30cmの試験体では実験終了後も梁は殆ど無傷の状態を保持していた。
- 3) 主筋の応力分担の状況から判断しても、スチールキャップによって梁の接合端近傍では、引張・圧縮の両サイドにおいて補剛の効果が認められる。

以上、本研究ではアンボンドPCaPC柱・梁圧着接合構造を有する試験体シリーズを対象として繰り返し載荷実験を行い、著者らが提案するスチールバンド・キャップを有するタイプの構造形式の有用性について検証してきた。現在著者らは、

さらに梁端の補強をスチールキャップではなくバンドに変更した新たな試験体シリーズの実験を計画・実施中であり、この種の構造形式の可能性を探っていきたいと考えている。

#### 謝辞

本研究の一部は、科学研究費補助金(基盤研究(B)課題番号18360257)「スチールバンドを有するアンボンドPCaPC柱・梁圧着接合機構の構造特性」(研究代表者:上田正生)の補助を受けたものであることを付記し謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 渡邊史夫: 建築におけるプレキャストプレストレストコンクリート耐震構造の現状と将来展望, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.6, pp.14-20, 2003
- 2) 大野義昭: 建築におけるPC圧着工法, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.4, pp.12-17, 2003
- 3) 西山峰広: ニュージーランドとアメリカにおけるPC圧着工法, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.4, pp.28-33, 2003
- 4) 西山峰広ほか: プレキャストプレストレストコンクリート圧着梁柱ト型骨組みの載荷試験(その1 実験概要, その2 実験結果および考察), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造II C, pp.1057-1060, 1993
- 5) M.J.Nigel Priestley et al: Preliminary Results and Construction from the Press Five-Story Precast Concrete Test Building, PCI Journal. Vol.44, No.6, pp.42-67, 1999
- 6) 岡本晴彦, 太田義弘: 切欠き付プレキャスト梁による合成梁を用いたアンボンドPC梁・柱圧着架構の地震荷重下における力学性状, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造III C-1, pp.1003-1004, 2000
- 7) 菅田昌宏, 中塚 俊: アンボンドPC圧着工法によるエネルギー吸収型高復元性部材の荷重-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, 第584号, pp.153-159, 2004
- 8) 巽 英明, 中塚 俊ほか: アンボンドPC鋼材圧着工法と剥離性目地によるサステナブルPC建築についての基礎研究, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造IV C2, pp.141-144, 2006
- 9) 山下仁, 和田俊良, 上田正生: スチールバンドを有するアンボンドPCaPC柱・梁圧着接合を意図した接合面のせん断応力伝達実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.789-790, 2005.8
- 10) 山下仁, 高瀬裕也, 和田俊良, 上田正生: 鋼板と目地モルタルを介したPCaPC柱・梁圧着接合面のせん断すべり実験, コンクリート工学年次論文集, vol.29, No.3, pp.463-468, 2007
- 11) 山下仁, 和田俊良ほか: スチールバンドを有するアンボンドPCaPC柱・梁圧着構造によるト型試験体の繰り返し載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.823-824, 2007.8

[2007年10月19日原稿受理 2007年12月28日採用決定]