

論文 外殻プレキャストを用いた梁と RC 柱の接合部の力学性状に関する研究

増田安彦*1・江戸宏彰*1・米澤健次*1

要旨：本研究は、梁にせん断補強筋を内蔵させるとともに、プレテンション方式でプレストレスを導入した梁用外殻プレキャストを使用した場合の、柱梁接合部の力学性状を調べることを目的とし、3体の内部柱梁接合部実験を実施した。

主な結果に、十字型架構の耐力・変形性状は外殻プレキャストの有無により大きく影響を受けることはないこと、しかしながら、プレストレス入り外殻プレキャストを用いることで梁端危険断面に曲げ変形が集中する傾向があること等が挙げられる。

キーワード：柱梁接合部、外殻プレキャスト、プレストレス

1. はじめに

近年、地球環境保護や廃棄物処理の問題などから、コンクリート系建築物の長寿命化が望まれている。その条件として、構造体が耐久的だけではなく、必要に応じて容易に間取り変更が可能で、用途そのものの変更にも対応できる使用性が高い構造であることが挙げられ、それらを満足する大スパン架構が求められている。

筆者らは施工性にすぐれ、耐久的でかつ大スパン架構の構築が可能な外殻プレキャスト(以後外殻 PCa)を提案し、その施工性と純曲げ加力下の力学性状に付いて報告した¹⁾。本報告は外殻 PCa を用いた梁と RC 柱の十字型接合部試験体を用いて、地震荷重時の力学性状を調べた結果について報告するものである。

2. 実験目的および実験概要

2.1 工法の概要と実験目的

梁部材用の外殻 PCa には、施工時の支保工減少、長期荷重時のひび割れやたわみの制御などを目的に、プレテンション方式によってプレストレスを導入している。本外殻 PCa は梁の内のりスパンに配置するものであり、梁端部断面はプレストレスのない RC 断面となる。したがって、本外殻 PCa を用いた場合には、地震時における梁や柱梁接合部の力学挙動や耐力性状を把握し、RC 断面として設計可能かどうかを明確にする必要がある。また、梁のヒンジゾーンにおける曲げせん断ひび割れにより、プレストレスが部分的に失われることが考えられ、その喪失領域を把握しなければならない。本研究はこ

れらの課題に対して、十字型柱梁接合部実験を実施することとした。

2.2 実験概要

(1) 試験体概要

試験体の概要を表-1に、試験体形状および配筋図を図-1に示す。試験体は、梁にあら筋を内蔵させた外殻 PCa を使用し、梁曲げ破壊となるよ

表-1 試験体の概要

試験体	PC-FB	PC-JS	RC-FB
柱	b×D=350×350 (mm)		
	主筋 12-D19(SD685) 帯筋 囲-D6@80 (SD295) pw=0.45%		
梁	b×D=250×350 (mm)		
	St. 口-D6@80 pw=0.32%		
	主筋 D16(SD345) 上端 4, 下端 5	主筋 D19(SD345) 上端 4, 下端 5	主筋 D16(SD345) 上端 4, 下端 4
	細径異形 PC 鋼棒:10.7mm×3 本		なし
梁外殻 PCa の PC 鋼材	なし		
接合部補強	囲-D6@120 (SD295) pw=0.3%		
Fc	外殻 Fc50, 後打ち Fc30		Fc30
η (N/BDFc)	0.15 (N=540kN)		
梁外殻 PCa	使用		なし
想定破壊モード	梁曲げ	接合部せん断	梁曲げ

*1 (株)大林組 技術研究所 工博(正会員)

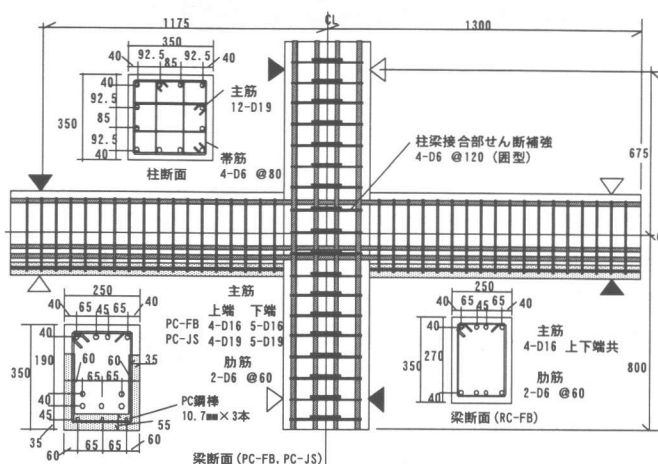


図-1 断面および配筋図

表-2 使用材料

・鉄筋

径	σ_y	ε_y	σ_u	Es	使用部位
D19(SD685)	718	3450	918	2.08	柱主筋
D19(SD345)	400	2160	595	1.94	梁主筋 PC-JS
D16(SD345)	385	2160	582	1.90	梁主筋 PC-FB
D16(SD345)	350	1890	552	1.89	梁主筋 RC-FB
D6(SD295)	336	1830	462	1.87	せん断補強筋
10.7(SBPDN)	1460	—	1492	2.00	PC鋼棒

σ_y :降伏強度、 σ_u :引張強度(N/mm²)

Es:ヤング係数 (×10⁵N/mm²)、 ε_y :降伏ひずみ(×10⁻⁶)

・コンクリート

部位	σ_c	σ_t	Ec
外殻PCa(PS導入時)	56.2	—	3.04
外殻PCa(試験時)	74.1	4.36	3.13
コア:PC-FB,PC-JS(試験時)	29.8	2.57	2.12
RC-FB(試験時)	35.3	2.47	2.42

σ_c :圧縮強度、 σ_t :引張強度(N/mm²)、Ec:弾性係数(×10⁴N/mm²)

う計画したPC-FB試験体、接合部せん断破壊型に計画したPC-JS試験体、ならびに在来工法で製作し、PC-FB試験体と比較用のRC-FB試験体の計3体とした。外殻PCaを用いた試験体では、外殻PCaの厚みによって梁下端筋が断面中央へ移動し、曲げ耐力が小さくなる。これを考慮し、逆対称加力時に左右の梁の曲げ耐力を等しくするために梁下端主筋の本数を多くした。一方、在来工法のRC-FB試験体では梁の上端下端の主筋量は等しい。

(2) 使用材料

表-2に使用材料の一覧を示す。PC鋼材には細径異形PC鋼棒を使用した。実大の外殻PCaに使用を検討している総ネジPC鋼棒と比べ、リブ(溝)の形状や高さが異なることや、断面積

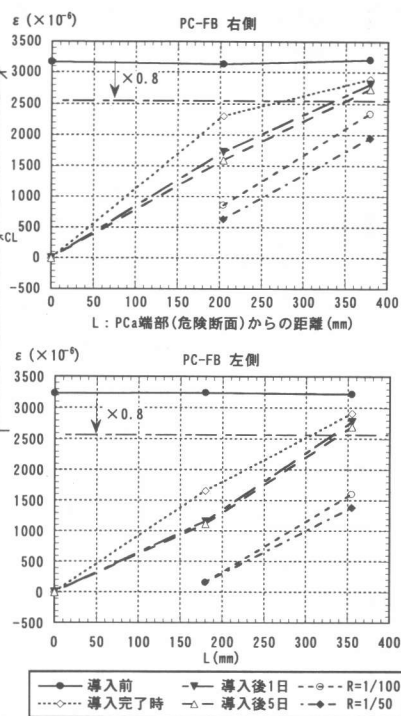


図-2 PC鋼棒ひずみ分布

に対する表面積が異なるなどの問題がある。これはプレテンション方式におけるPC鋼材の定着・付着強度を考える上で重要な問題であるが、この検討は別の機会に行いたい。

2.3 試験体製造方法

(1) 外殻PCaの製造

外殻PCaは緊張したPC鋼材にせん断補強筋と型枠をセットし、コンクリートを打込んで製作した。PC鋼材緊張力は、導入時に外殻PCa各部の応力が許容応力度を下回るように計画し(パースシャルプレストレスの許容応力を使用)、コンクリート打込み直前で191.4kN(63.8kN/本×3本)とした。脱型は材令4日で行い、材令7日でPC鋼材の緊張力を開放し、プレストレスの導入を行った。導入時外殻PCaのコンクリート強度は表-2に示している。導入直前のPC鋼材緊張力は182.7kNであった。その後コアコンクリートを打込むまで気中養生とした。

(2) 接合部試験体の製作

PC-FB、PC-JS試験体は全体のコンクリート

表-3 実験結果一覧

試験体	PC-FB	PC-JS	RC-FB
梁曲げひび割れ	25.5	43.12	34.1
同 計算値	28.0	28.2	28.0
実験値/計算値	0.91	1.53	1.22
柱曲げひび割れ	120	111	140
同 計算値	111	111	111
実験値/計算値	1.08	1.00	1.26
梁主筋曲げ降伏	177	258	143
同 計算値	(138,162)	(202,235)	135
実験値/計算値	1.28	1.28	1.06
最大耐力実験値	194	264	176
曲げ耐力計算値	(178,219)	(254,292)	179
接合部せん断耐力計算値	210	210	249
実験値/min(曲げ,せん断)	1.09	1.25	0.98
破壊モード	接合部から主筋抜出しを伴う梁曲げ破壊	降伏後接合部せん断破壊	接合部から主筋抜出しを伴う梁曲げ破壊

耐力計算値は層せん断力に換算した数値(単位 kN)

曲げ降伏・終局耐力: 計算値は外殻強度を考慮するファイバーモデルによる断面解析による。正曲げと逆曲げで耐力が異なり、それぞれ括弧内に示す。

実験値/計算値は小さいほうの計算値を用いている。

接合部せん断耐力: 日本建築学会終局強度型指針による。

靱性保証型指針では 170kN

曲げひび割れ耐力: $M_c = 1.8 \sqrt{\sigma_B \cdot Z_e + \sigma_{0Z_e}}$ による。 σ_B はコア強度を使用

を一度に打込んで製作した。RC-FBは最初に梁プレキャストと下側柱を打設し、これらを組み立てた後、柱梁接合部と上側柱を打設した。

2.4 载荷方法

载荷は左右の梁に均等に変位を与える変位制御とし、層間変形角 1/400, 1/200, 1/100, 以後 1/100 の倍数の変位で各 2 回繰返す正負交番繰返し载荷とした。軸力は 540kN で一定とした。

3. 実験結果および考察

3.1 プレストレス導入時ひずみ計測結果

図-2は外殻PCa端部におけるPC鋼棒のひずみ分布例を示す。4体を同時に製造したが、ひずみ分布に大差無く、断面端部から約400mmの位置でほぼ定常状態になっていることがひずみ分布の勾配より推定される。導入完了後のひずみの変動は、端部から200mmの位置における最初の1日が最も大きく、その後の変動はあまり生じなかった。また、同図には载荷時のひずみ分布も記入しているが、これに関しては後述する。

3.2 柱梁接合部実験の結果および考察

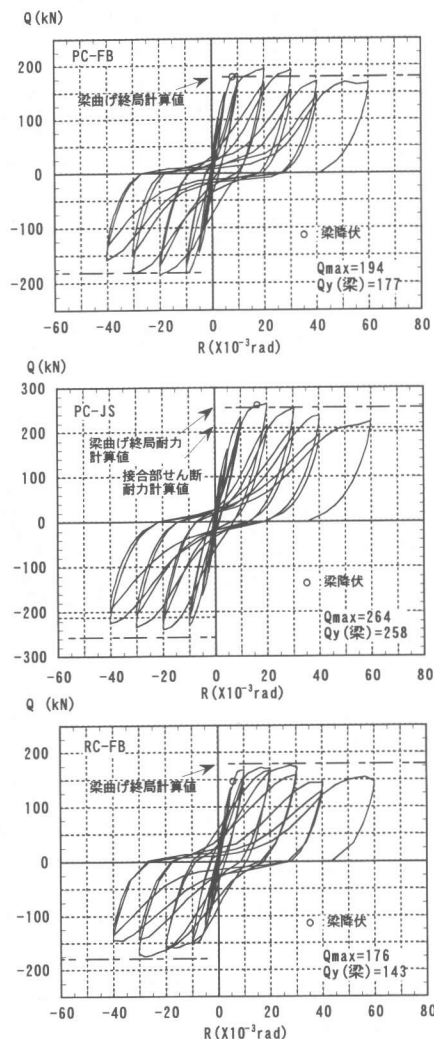


図-3 層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係

層間変形に占める割合

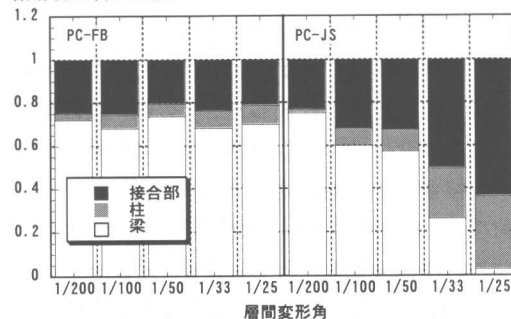


図-4 層間変形に占める各部の変形割合

(1) 荷重－変形関係と破壊性状

実験結果を表-3に、各試験体の層せん断力

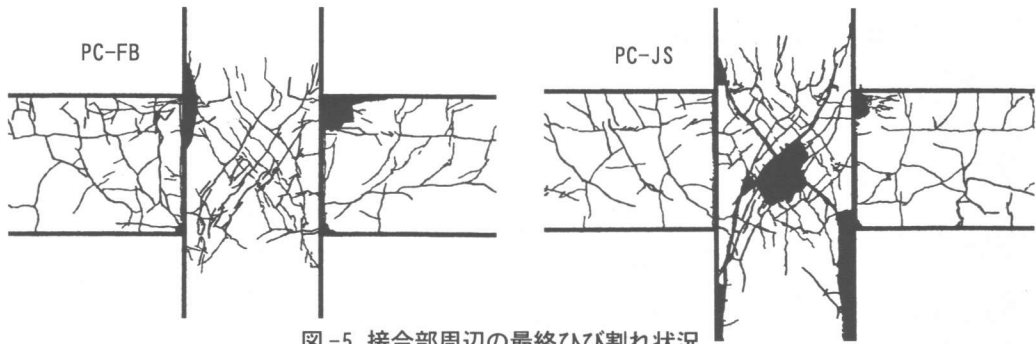


図-5 接合部周辺の最終ひび割れ状況

(柱せん断力)－層間変形(梁に対する柱の相対変形)関係を図-3に、柱・梁・接合部の変形割合を図-4に、試験体のひび割れ状況を図-5に示す。

PC-FB 試験体は、層間変形角 $R=0.8/100$ で

梁主筋が降伏し、 $R=1/50$ で荷重がピークに達すると梁の曲げ圧壊と梁主筋の抜け出しが顕著となり、荷重が徐々に低下した。

荷重-変形関係は図-3に示すように、 $R=1/50$ の第1ループまでは紡錘形のループを描いたが、後打ちコンクリートが圧縮側となる梁の端部で圧壊が開始すると逆S形のループとなった。梁の曲げ圧壊は $R=1/50$ 以降、後打ちコンクリート側で繰り返し载荷に伴い進展したが、外殻PCa側にはほとんど生じなかった。

PC-JS 試験体は、 $R=1.5/100$ で梁主筋が降伏し、 $R=1/50$ でピークに達した。その後、接合部せん断ひび割れが拡大しながら徐々に荷重が低下する接合部せん断破壊を生じた。

荷重-変形関係は、 $R=1/50$ で接合部のせん断ひびわれが拡大するとともに逆S形のループとなった。曲げ圧壊はPC-FB試験体ほど大きくはないが、後打ちコンクリート側に生じ、外殻PCa側にはほとんど生じなかった。最終ひび割れ状況より典型的な接合部破壊であることがわかる。

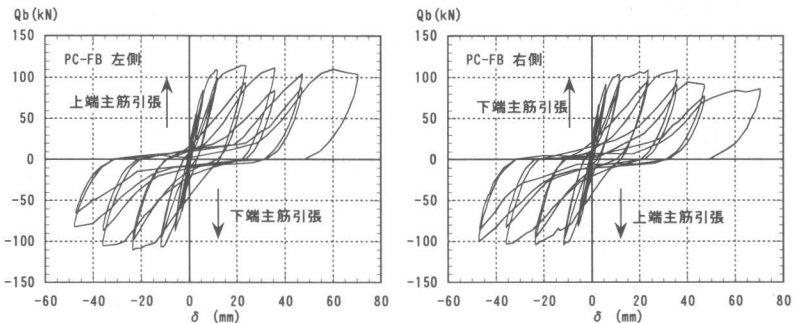


図-6 梁のせん断力(Q_b)－梁の変形(δ)関係

外殻PCaと後打ちコンクリートの一体性は、いずれの試験体も打継ぎ部分にヘアクラックが生じた程度で良好であった。

図-4において、PC-JS試験体では層間変形が進むに従い、全体変形に占める接合部の変形割合が増加すること、PC-FB試験体では各部の変形割合がほぼ一定であること等の傾向が表れている。

RC-FB試験体は、PC-FB試験体と同様に、梁主筋の曲げ降伏後、曲げ圧壊と共に梁主筋抜け出しを伴う破壊を生じた。同試験体はPC-FB試験体と比べて接合部のコンクリート強度が約20%高く、梁主筋強度が約10%低いため、図-3の荷重-変形関係のループは、より抜け出しによるスリップが少ない傾向を示している。

図-6はPC-FB試験体における左右の梁の荷重-変形関係を別々に示したものである。同図で荷重は梁に作用するせん断力を、変形は梁加力点の鉛直変形を表わす。左側の梁は下方への変形(上端主筋引張)が正、上方(下端主筋引張)が負。右側の梁は上方が正で、下方への変形を

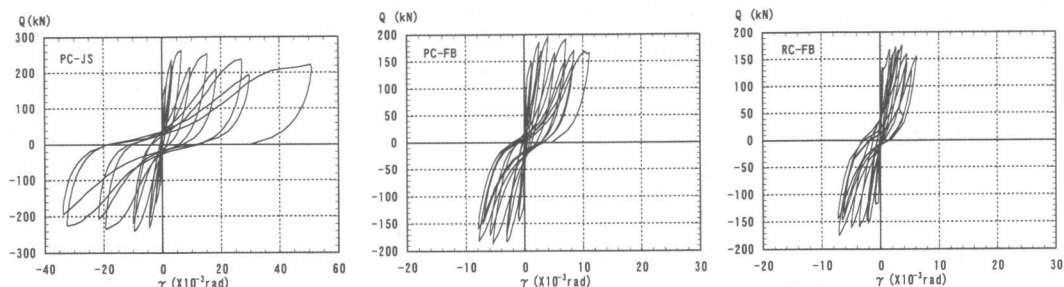


図-7 層せん断力(Q)-接合部せん断変形角(γ)関係

負としている。同図中で荷重低下を生じている時の加力方向は、左右いずれの梁も下端主筋が引張となっている時である。すなわち、後打ちコンクリート側の圧壊が梁の曲げ耐力の低下や

架構の耐力低下をもたらしたことが、外殻PCa側は曲げ圧壊を生じにくいことが分かる。この結果は、プレストレス入り外殻PCaを使用することにより外殻PCa部分に曲げせん断ひび割れが生じにくくなり、端部危険断面に変形が集中したこと、さらに断面配筋上応力中心間距離が小さいことから曲率が大きくなり、局所的な圧壊の進行が大きくなったことが原因と考えられる。

(2) 柱梁接合部のせん断耐力性状

表-3に示すように、接合部のせん断耐力の実験値(PC-JS試験体)は、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針」に示されている計算式により、安全側に比較的精度良く捉えることができる。また、同「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針」による計算式では、さらに安全率が高くなる傾向がある。

図-7は各試験体の層せん断力と接合部せん断変形の関係を調べたものである。PC-JS試験体は最大耐力後、せん断変形が拡大していく様

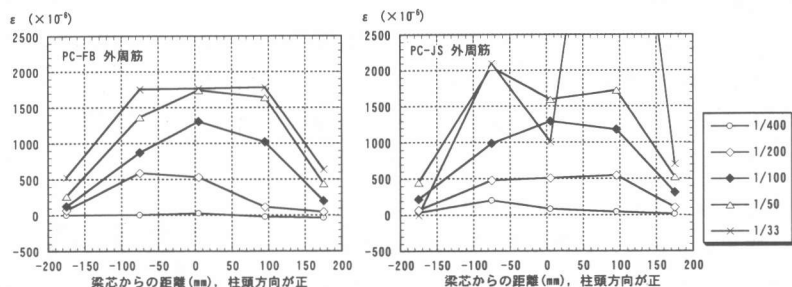


図-8 接合部せん断補強筋のひずみ分布

子が伺える。一方、PC-FB試験体のQ- γ 関係は、RC-FB試験体と大差無く、外殻PCaを使用することが接合部のせん断変形に及ぼす影響は明確ではない。

図-8は接合部内に配筋したせん断補強筋のひずみを示している。同図によれば、接合部せん断破壊を生じたPC-JS試験体が最大耐力に達し、接合部のひび割れ拡大や、かぶりコンクリートの剥落が顕著となり、ひずみが不安定となる $R=1/33$ までは、PC-FBとPC-JS両試験体のひずみ分布に大差はなく、破壊モードの違いがせん断補強筋のひずみに及ぼす影響はあまり大きくないことが伺える。すなわち、せん断補強筋が接合部せん断耐力にあまり影響を及ぼさないとする、上記各指針をはじめとした既往の研究結果²⁾と矛盾しない結果となっている。

(3) その他の変位・ひずみ計測結果

・梁主筋の抜け出し

図-9に梁主筋の抜け出しを計測した各測定区間の開き変形と層間変形の関係を示す。同図はPC-FB試験体の例を示している。上端主筋が

引張となる側(図ではRC側と記載)では、最大耐力($R=1/50$)以降で区間2の開きは減少傾向となり、区間1の変形が急増している。すなわち接合部及び隣接する区間2からの主筋の抜け出し量が増加していることが推定される。一方、下端主筋が引張となる側(図中PCa側)では、RC側の2区間の合計にほぼ等しい開き変形が区間1に生じており、端部危険断面に変形(ひび割れ幅の拡大)が集中する傾向が現れている。

・PC鋼棒の付着

図-2では外殻PCa端部のPC鋼棒のひずみを示したが、同図で層間変形 $R=1/100$ と $1/50$ 時のひずみ分布も示している。ただし、これらのひずみは、後打ちコンクリート打込み前のひずみを基準として算出し、クリープや乾燥収縮ひずみは無視している。同図より、架構の終局限界変形に近い $R=1/50$ では、梁端部から約175mm($D/2, D$: 梁せい)の位置でPC鋼棒の応力はほぼ失われており、約350mm(D)の位置で応力は導入力 $1/2$ 程度に低下している。この傾向はPCJS試験体でも同様であった。したがって、ヒンジゾーンでは曲げせん断ひびわれによるPC鋼棒の付着劣化を考慮して、端部から梁せい $1/2$ に相当する範囲のプレストレス喪失を想定した設計が必要と思われる。

4. まとめ

プレストレスを導入した外殻PCaを使用した梁と在来工法による柱の十字型接合部の実験より得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 外殻PCaを用い、梁の曲げ降伏後、梁主筋の抜け出しを伴う曲げ圧壊を生じた試験体の耐力性状や破壊モードは、在来工法による比較用試験体と同様であった。
- (2) 外殻PCaを使用し、梁曲げ降伏後接合部せん断破壊を生じた試験体の接合部せん断耐力は、終局強度型指針に示されている計算式により比較的精度良く安全側に捉えることができ、梁に外殻PCaを使用することが接合部せん断耐力へ及ぼす影響はほとんどみられなかった。

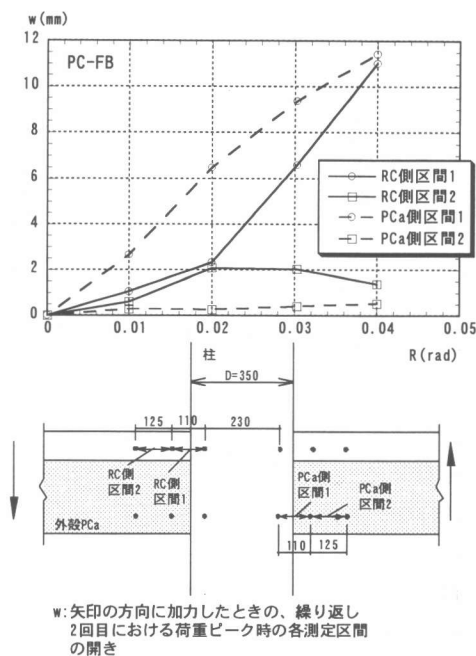


図-9 梁端部の変形

(3) プレストレスを導入する外殻PCaを使用した場合、梁下端における端部危険断面にひび割れが集中する。また外殻PCa内部に主筋を配置する場合、応力中心間距離の減少に伴い、後打ちコンクリート側に比較的早期に曲げ圧壊が生じる傾向がある。逆に高強度の外殻PCa側には圧壊はほとんど生じなかった。

(4) プレテンション方式を用いて外殻PCaにプレストレスを導入した場合、梁ヒンジゾーンでは曲げせん断ひびわれにより、PC鋼棒の付着劣化が生じるため、設計上の配慮が必要である。

参考文献

- 1) 杉本訓祥, 増田安彦, 江戸宏彰: U型断面PCaを用いた鉄筋コンクリート造梁部材の純曲げ実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vo.22 No.3, pp.829-834, 2000
- 2) たとえば, 後藤康明, 城攻, 柴田拓二: RC十字型柱はり接合部のせん断抵抗性状に対するせん断補強筋の効果について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11 No.2, pp.543-548, 1989