

報告 接合部 RC 造の柱 RC・梁プレキャスト PC 架構の耐力変形性状

是永健好*1・竹崎真一*1・小室 努*2・川端一三*2

要旨：柱梁接合部内に梁の主筋のみを定着するプレキャスト PC 梁の構造性能を把握する目的で、柱 RC・梁プレキャスト PC 架構の実験を行った。試験体は本構法を対象とした 2 体と比較用の梁 RC 造試験体の計 3 体を計画した。実験結果から、本構法の梁は曲げ降伏先行型の RC 造梁と同等の良好な履歴特性を示すことが確認でき、さらに架構各部の変形比率や梁の塑性変形性状に関して考察した。なお、本構法の梁ではヒンジ領域に損傷および回転が集中する傾向があるが、大地震時に梁端で顕著な圧壊が生じても PC 鋼材の緊張力消失はなく、RC 梁と同様な補修法で復旧が可能となる利点がある。

キーワード：プレキャスト PC、鉄筋コンクリート、柱・梁接合部、不静定架構

1. はじめに

プレキャスト梁単体に緊張力を導入し、柱梁接合部内に梁端から突出した主筋のみを定着する構法がある。本構法では、接合部を PC 鋼材が貫通してないため、接合部は現場打ちの鉄筋コンクリート造（以下、RC 造）となり、梁が長期荷重にはプレストレストコンクリート造（以下、PC 造）、短期荷重には RC 造として機能する。さらに、現場での PC 工事が不用となり、在来のプレキャスト RC 構法との組合せも可能となる。この接合構法における梁の構造的特徴は、梁ヒンジ領域内に PC 鋼材定着部が存在する点であるが、これが地震時の梁の構造性能に及ぼす影響については実験資料に乏しく未解決の問題点が残されている。

本報告では、本構法における梁の構造性能並びに RC 柱と組み合わせた場合の架構の耐力変形性状を把握する目的で行った実験の結果について述べ、不静定架構各部の変形比率および梁の塑性変形性状について考察する。

2. 実験概要

図-1 に試験体の形状と寸法、図-2 に試験体の諸元および架構各部の配筋詳細を示す。試験体は 1 階柱 2 階梁架構を模擬した土字形であり、接合部片側に直交梁を有している。実建物ではスパン中央に相当する試験体の梁支点付近をスラブ厚も含めたフルプレキャスト梁とし、PC 鋼材の偏芯距離を大きくとれるように工夫している。実験パラメータは梁のプレストレスレベルであり、本構法を対象とした 2 体 (RC-PC1、RC-PC2) と、比較のための梁 RC 造試験体 (RC-0) の計 3 体の試験体を計画した。梁の緊張力は、RC-PC1 でフル

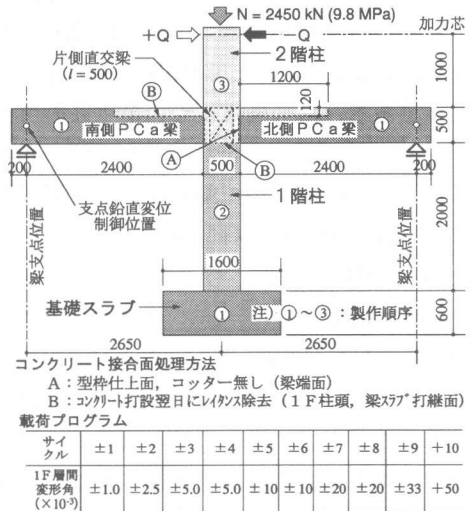


図-1 試験体の形状と加力概念

*1 大成建設(株)技術研究所 構造研究部 建築構造研究室 (正会員)

*2 大成建設(株)設計本部 構造設計第1部 (正会員)

プレストレス相当、RC-PC2でパーシャルプレストレス相当である。梁は地上で製作し、所定の緊張力を導入した後、1階柱頂部に設置した。柱の軸応力は9.8MPa（軸力比0.2）である。表-1にコンクリートおよびグラウト材の圧縮強度を示す。コンクリートの実験時目標圧縮強度は50MPaとした。表-2に鋼材の材料特性を示す。

実験では、まず、柱軸力を加えた後、自重による梁のモーメントが柱フェイス位置で0となるようにジャッキにより梁支点を釣り上げ、その位置の鉛直変位を一定に保持した状態（ローラー支持状態）で、2階柱頂部に正負繰返し荷重を加えた（図-1）。

3. 実験結果概要

図-3に1階の層せん断力-層間変形関係、図-4に南側の梁端モーメント-回転角関係に関して、RC-PC1とRC-0を比較して示す。梁の回転角は、後述する変形分離方法により求めた梁の変形を梁クリア長さで除したものである。両試験体とも、梁主筋の引張降伏（ $R = 6 \sim 8 \times 10^{-3}$ ）の後、1階柱脚部の主筋が圧縮・引張側とも降伏した。梁端および1階柱脚部での圧壊の兆候はほぼ同じ時期（ $R = 10 \sim 13 \times 10^{-3}$ ）に観察された。接合部のせん断補強筋は、各試験体とも $R = 25 \times 10^{-3}$ を超えて降伏現象が見られた。なお、RC-PC2もほぼ同様の結果となった。架構および梁の履歴性状は、図に見られるように梁PC造と梁RC造で差はなく、本接合構法における梁は曲げ降伏先行型のRC梁（RC-0）と同等に良好な紡錘形の履歴特性を示した。

図-5にRC-PC1の最終ひび割れ状況を示す。図中には他の2体の梁部の状況も比較のために示

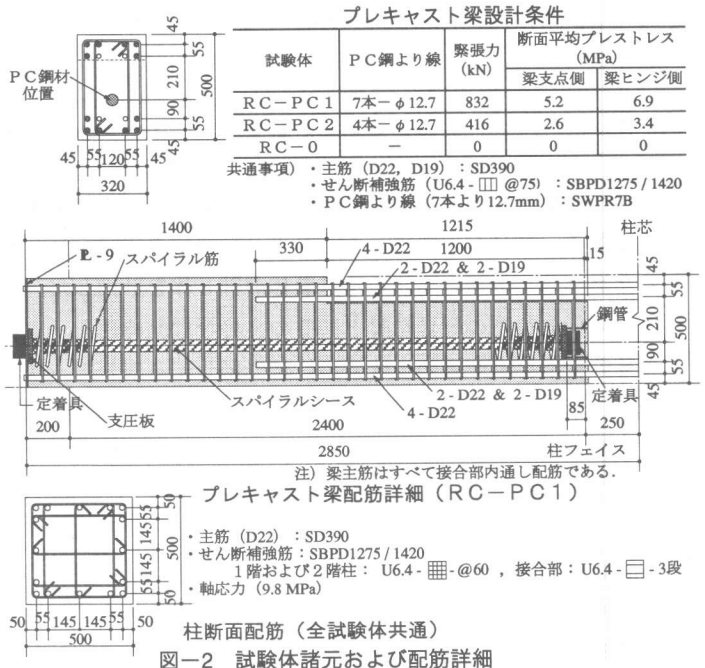


表-1 コンクリート・グラウトの圧縮強度

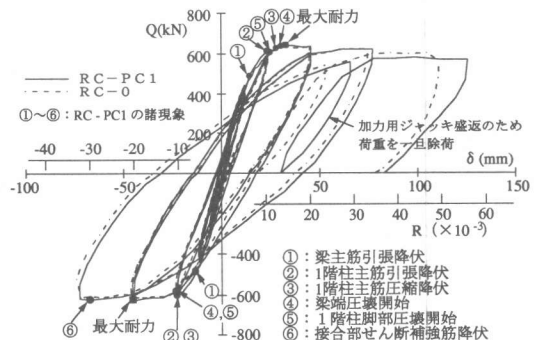
試験体	コンクリート (MPa)			グラウト (MPa)
	部位①	部位②	部位③	
RC-PC1	49.6	40.2	39.1	49.9
RC-PC2	〃	〃	40.2	〃
RC-0	〃	〃	35.2	-

注) 部位①～③ : 図-1参照

表-2 鋼材の材料特性

鋼材径・種別	降伏点 (MPa)	引張強さ (MPa)	ヤング係数 (GPa)
D22 (SD390)	443	671	193
D19 (SD390)	436	663	191
U6.4 (SBPD1275/1420)	1350	1470	201
7本より12.7mm (SWPR7B)	1850*	1940*	191*

注) * : 鋼材メーカーによる試験結果



してある。架構各部の破壊経過および履歴性状については梁PC造と梁RC造で差は認められなかったが、梁のひび割れ性状については両者に多少の相違が見られる。すなわち、梁PC造の試験体(RC-PC1、RC-PC2)では、梁ヒンジ領域内のPC定着部付近の初曲げひび割れ発生から間もなく曲げせん断ひび割れが発生し、ヒンジ領域付近でのひび割れ幅は大きい。また、ヒンジ領域以外のひび割れ本数は梁RC造(RC-0)より少なく、ひび割れ領域も若干狭くなる。なお、図に見られるように、最終的には梁の圧壊の進行は著しくはないが、1階柱脚部での圧壊の進行や接合部の損傷が顕著となった。その理由の一つとして、柱および接合部のコンクリート圧縮強度(35~40MPa)が目標強度(50MPa)に比べて小さかったことが考えられる。

4. 層間変形に占める架構各部の変形比率

図-6に試験体の変形状態の模式図を示す。試験体の梁および接合部の変形は、接合部パネル4隅で測定された鉛直・水平変位計測結果(不動点:梁両支点位置)を使って、接合部の各4辺の回転角(θ_{b1} 、 θ_{b2} 、 θ_{c1} 、 θ_{c2})を計算し、それを基に幾何学的に求めた。1階柱の変形($c\delta_c$)は、1階層間変形に占める梁と接合部の変形成分($c\delta_B$ 、 $c\delta_P$)を計算し、1階層間変形からそれらを差し引いた値と定義した。なお、以上述べた計算方法は、1階柱の反曲点高さに依存

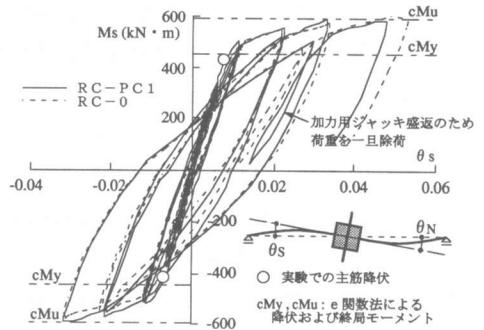


図-4 南側梁端のモーメント-回転角関係

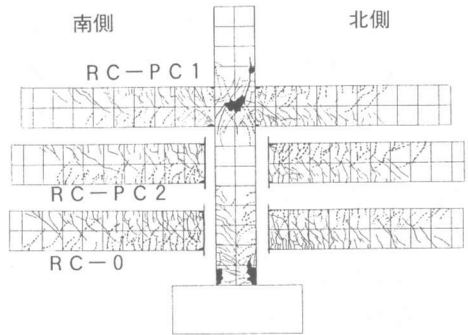


図-5 最終ひび割れ状況

接合部パネル4隅で測定された鉛直・水平変位計測結果(不動点:梁両支点位置)を使って、接合部の各4辺の回転角(θ_{b1} 、 θ_{b2} 、 θ_{c1} 、 θ_{c2})を計算し、それを基に幾何学的に求めた。1階柱の変形($c\delta_c$)は、1階層間変形に占める梁と接合部の変形成分($c\delta_B$ 、 $c\delta_P$)を計算し、1階層間変形からそれらを差し引いた値と定義した。なお、以上述べた計算方法は、1階柱の反曲点高さに依存

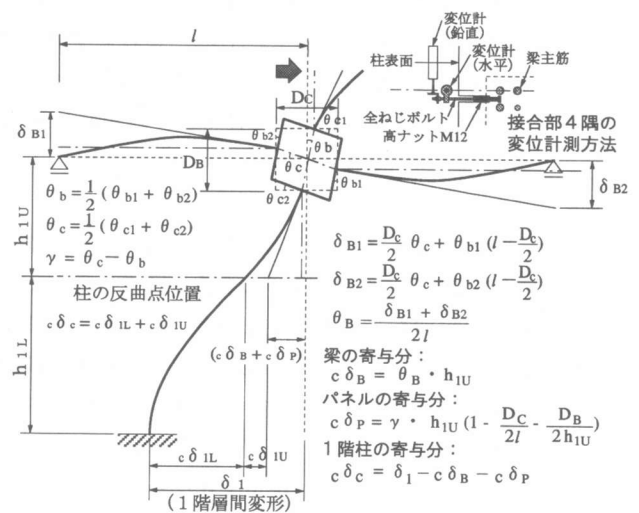


図-6 試験体の変形状態(模式図)

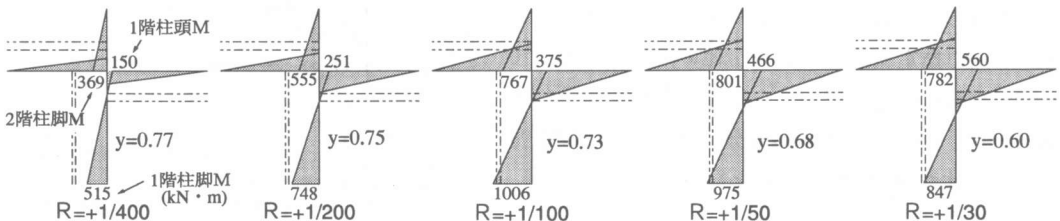


図-7 モーメント分布の推移(RC-PC1)柱または梁の降伏モーメント計算値(鉄筋降伏ひずみ:材料試験結果)柱または梁の終局モーメント計算値(圧縮縁ひずみ:0.5%)

するため、まず柱と梁のせん断力（実験値）から架構のモーメント分布を求めその結果を基に架構各部の変形比率を推定することとした。

図-7に一例としてRC-PC1のモーメント分布の推移を示す。図には、参考としてe関数法による降伏および終局モーメント計算値と実験での反曲点高比（ y ）を示してある。図から、梁端モーメントは、 $R = 10 \times 10^{-3}$ で降伏モーメント計算値を超え、その後モーメントが徐々に増加し、 $R = 33 \times 10^{-3}$ では終局モーメント計算値を超える値となった。1階柱脚のモーメントは、 $R = 10 \times 10^{-3}$ で終局モーメント計算値を超え、その後柱脚部での圧壊の進行により抵抗モーメントが徐々に低下している。それに伴い1階柱頭のモーメントが増大し、結果として反曲点高比が小さくなっている。因みに、撓角法による弾性時の反曲点高比は0.73である。

実験データから推定した反曲点高さを基に、前述した変形分離方法により求めた1階層間変形に占める架構各部の変形成分比率の推移を図-8に示す。各試験体とも、加力初期段階では、1階柱の変形成分が80%程度となっており、層間変形の大部分は1階柱によるものであった。その後、変形の増大とともに、梁および接合部の変形成分が徐々に増大していくが、最終段階においても、梁と接合部の変形成分の比率はそれぞれ30%、5%程度と小さく、終始、1階柱の変形が卓越していたことが伺える。

今回の試験体は1階柱2階梁架構を模擬したものであるが、この結果から、中間階での柱梁接合部架構（十字形架構）での層間変形に占める架構各部の変形成分比率を推定することを試みた。本実験データを用いて中間階架構の各部変形比率を推定する場合、逐次変化する1階柱反曲点位置における水平変形が必要となるが、実験データからその値が推定できないため、便宜的に2階柱の変形成分を2倍した値を層間変形に占める柱の変形成分とした。一例として、図-9にRC-PC1の推定結果を示すが、他の試験体についてもほぼ同様の結果となった。図に見られるように中間階では、終始、梁の変形成分が卓越し、層間変形に占める比率は70~80%程度となる。

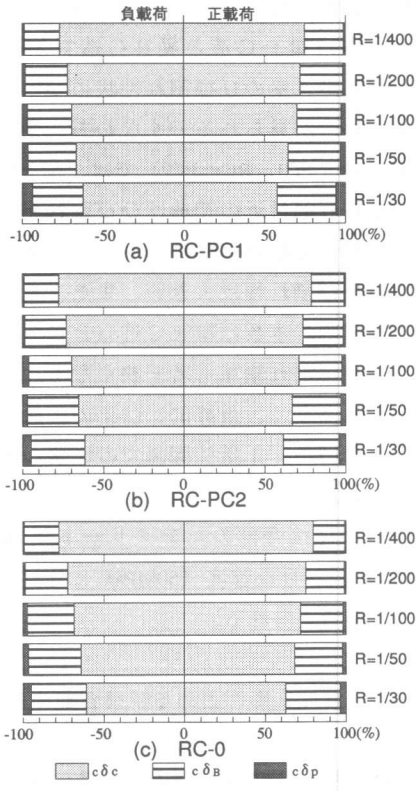


図-8 変形成分比率の推移

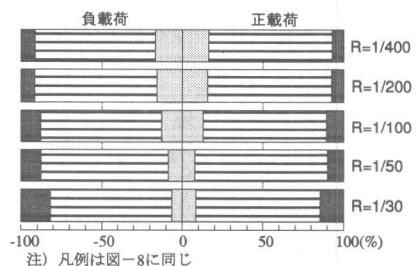


図-9 RC-PC1の変形成分比率の推移 (中間階を想定した場合)

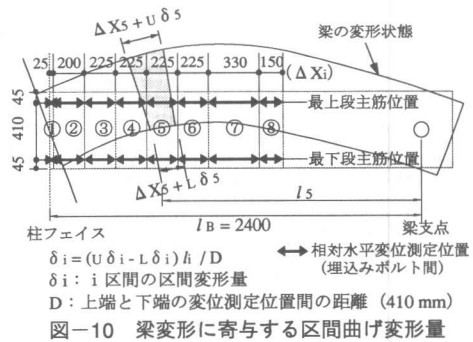


図-10 梁変形に寄与する区間間げ変形量

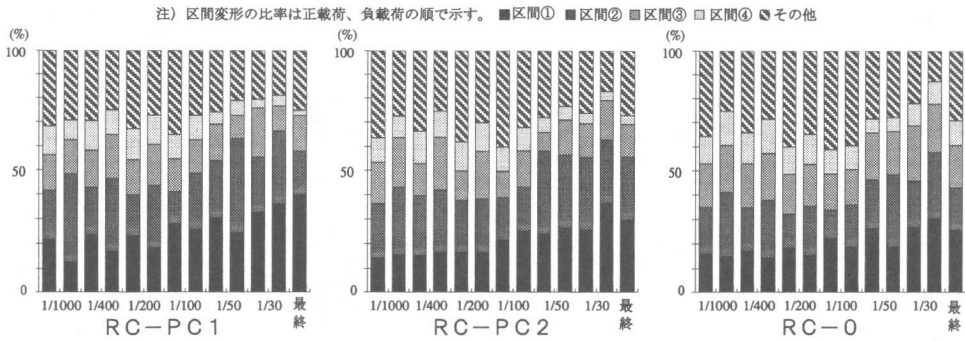


図-11 梁の変形に寄与する区間曲げ変形の比率 (南側梁)

5. 梁の塑性変形性状

3章の実験結果概要で示したひび割れ状況から、本接合構法における梁ではヒンジ領域に損傷が集中する傾向が把握できた。そこで、図-10に示す方法により、梁の上端と下端の主筋位置で測定された相対水平変位を用いて、梁の変形に寄与する各測定区間(①~⑧)の曲げ変形量を推定した。その結果を図-11に示す。なお、区間⑤~⑧の区間変形量は値が小さいので、図には区間①~④の変形量のみ示し、梁全体変形から区間①~④の区間変形分を差し引いた値を「その他」として表示してある。図に見られるように、各試験体とも、梁クリティカル断面近傍の区間①と②の変形比率が大きいが、梁のプレストレスレベルが小さくなるに従って、その比率が多少小さくなっており、ひび割れ状況と一致する結果となっている。また、3体とも共通して、梁主筋降伏以後の $R=20 \times 10^3$ を超えると、区間①の変形量の増大が顕著となる。

区間①の曲げ変形量は、梁クリティカル断面において、接合部と梁ヒンジ部の両方から主筋が抜け出すことによって生じた変形と考えられるが、この抜け出し量を梁主筋および主筋位置コンクリートのひずみ分布より推定することを試みた。図-12にその推定方法を示す。図中のひび割れコンクリートのひずみは、梁主筋位置で測定された材軸方向変位を測定区間長さで除したものである。この考え方は、圧着接合方式のプレキャストPC梁におけるPC鋼材の抜け出し量を対象として、文献[1]に適用された方法であり、次のような手順で抜け出し量を推定する。変形の適合条件に基づいて、主筋ひずみ分布から求まる伸び量とひび割れコンクリートのひずみ分布から求まる伸び量の差を、梁クリティカル断面における抜け出し量と定義する。したがって、図中の①~③の面積を計算し、それらの総和を推定抜け出し量($c\Delta$)とする。ここでは、実験で直接得られた梁主筋位置の実測変位量(図-10の区間①)を実測抜け出し量($e\Delta$)として、ひずみ分布から求めた推定値 $c\Delta$ と比較する。

図-13に、各正負加力サイクルピーク時の両側梁における($e\Delta/c\Delta$)と層間変形角との関係

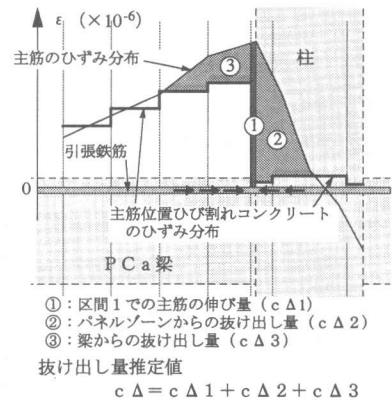


図-12 抜け出し量推定方法

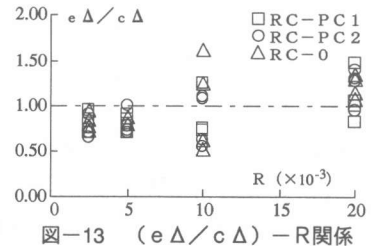


図-13 ($e\Delta/c\Delta$) - R関係

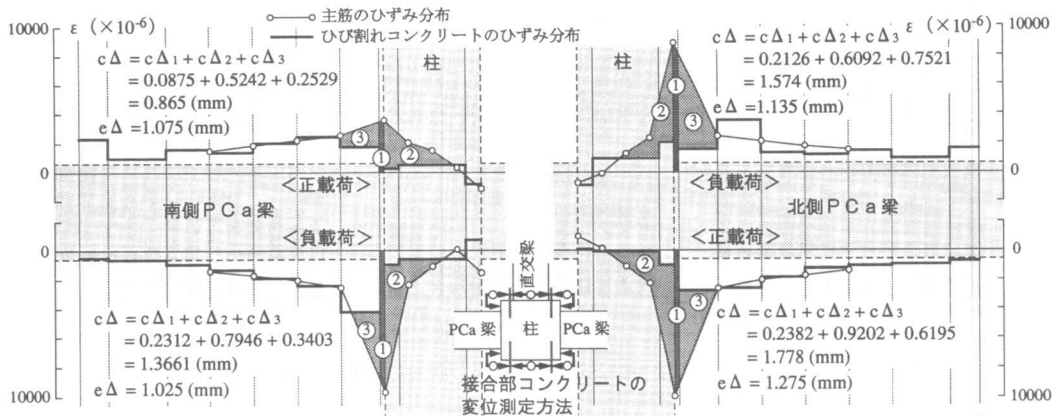


図-14 梁主筋および主筋位置ひび割れコンクリートのひずみ分布 (RC-PC1 : R=10×10⁻³)

を示す。図に見られるように、 $(e\Delta/c\Delta)$ の値はばらつくものの、クリティカル断面で主筋が降伏し始める $R=10\times 10^3$ 以外では、 $e\Delta$ と $c\Delta$ の値が比較的良好一致を示している。なお、主筋降伏前後の $R=10\times 10^3$ 付近での $(e\Delta/c\Delta)$ のばらつきは、図-14に見られるように、主筋のひずみ測定間隔(225mm)が大きかったため、精度のよいひずみ分布が得られなかったためと考えられる。また、本実験では梁ヒンジ領域付近で多くのひび割れが生じているため、測定用埋込みボルト位置にひび割れが生じる場合も多く、実測変位量には測定誤差が含まれていることなども値がばらつく理由として挙げられる。ただし、全試験体共通して、図-14に示すように、梁ヒンジ領域付近および接合部では主筋のひずみ分布とひび割れコンクリートのひずみ分布が大きく異なることから、文献[1]に提案された「クリティカル断面において、引張鋼材が梁ヒンジ部と接合部の両方から抜け出す」という考え方は、RC部材においても概ね成立すると考えられる。因みに、それ以外の梁部分では、主筋とひび割れコンクリートのひずみ分布がほぼ一致する結果となっており、これらの領域では平面保持の仮定がほぼ成立すると考えてよからう。

6. まとめ

接合部をRC造とした柱RC・梁プレキャストPC架構の実験を実施し、以下の知見を得た。

- (1) 本接合構法の梁は、曲げ降伏先行型のRC梁と同等の良好な履歴特性を示す。
- (2) ひび割れ状況および梁の塑性変形性状に関する検討から、本接合構法の梁ではRC梁に比べてヒンジ領域付近に損傷および塑性回転変形が集中する傾向が見られる。
- (3) プレキャストPC梁で提案した「クリティカル断面において、引張鋼材が梁ヒンジ部と接合部の両方から抜け出す」という考え方が、RC部材においても概ね成立する。

以上述べたように、本構法の梁は、曲げ挙動が卓越するRC梁と同様な設計が可能であり、かつPC梁としての特性を活かして大スパンを可能にする。さらに、接合部をPC鋼材が貫通する従来のPC梁と異なり、大地震時に梁端に顕著な圧壊が生じてもPC鋼材の緊張力損失は少なく、RC造と同様な補修方法で復旧が可能となる利点がある。

参考文献

- [1] 是永健好, 渡辺英義, 小林 淳: 梁端部における塑性回転評価に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol. 16, No. 2, pp. 323-328, 1994.6