

U.D.C 624. 012. 35 : 624. 072. 22

現場打ち部を異種強度コンクリートで打設した ハーフPCa梁の曲げ性能

佐藤 良介* 小澤 潤治* 渡邊 高朗**
鶴田 賢二** 宮崎 嘉生*** 阪井 由尚***

要約： 本報は、プレキャスト部を高強度コンクリートで、現場打ち部を普通強度コンクリートで構成されたハーフプレキャスト梁の構造性能に関する続報であり、この種の梁が逆対称曲げを受けた際の構造的な挙動を精細に知るために追加した実験について報告するものである。本追加実験と既報りにおける実験の最大の相違点は試験体の主筋量であり、これは、既報りで得られた「ハーフプレキャスト梁は、主筋量が多い場合には、プレキャスト部に高強度コンクリート、現場打ち部に普通強度コンクリートが打設されていても、全断面が高強度コンクリートで構成されている場合とほぼ同等の構造性能を保つ」という知見に対し、主筋量の影響を知るために新たに設定した実験パラメータである。実験の結果、この種のハーフプレキャスト梁の最大耐力や部材剛性が、主筋量が少ない場合にやや低下する傾向にあることが明らかになったが、その場合にあっては、その曲げ挙動を既往の評価式をわずかに修正することで追跡できる可能性があることも同時に確認できた。

キーワード： ハーフプレキャスト梁、打ち継ぎ、コンクリート強度、逆対称曲げ、主筋量、反曲点、骨格曲線

目次： 1. はじめに
2. 実験計画

3. 実験結果
4. まとめ

1. はじめに

ハーフプレキャスト（以下、ハーフPCaと略記する）梁を用いた鉄筋コンクリート（以下、RCと略記する）造架構の構築において、梁断面上部の現場打ちコンクリートはスラブと同時に打設されることが多い。この場合、現場で打設されるコンクリートの強度は、構造設計上、PCa部に打設される梁に合わせられているのが現状であるが、通常、スラブに梁同等のコンクリート強度が求められることは少ない。換言すれば、この手順で施工される建物の多くは、スラブにスラブとしては過剰な強度のコンクリートが打設されており、適切な強度であれば十分に回避可能な、スラブコンクリートのひび割れ対策、施工性の悪化、材料コストの圧迫等の非合理を余儀なくされていることになる。

このような観点に立つと、この種の建物の施工において、「梁断面上部の現場打ち部を、スラブに要される強度のコンクリートでスラブと同時に打設する」ことは、現行の施工手順を変えることなく上記の非合理を解消することにつながると考えられるため、これを実現せしめる技術の開発意義は大きく、その早期の実用化が望まれている。

既報りにおいて、このような背景の下に実施された「PCa部に高強度コンクリート、現場打ち部に普通強度コンクリートを打設したハーフPCa梁」を対象とした逆対称曲げ実験について報告したが、ここでは、「この種のハーフPCa梁が、PCa部と現場打ち部がともに

高強度コンクリートで打設された在来的なハーフPCa梁とほぼ同等の構造性能を示す」ことが明らかになっていた。しかしながら、この実験の対象となった試験体はその鉄筋比（全断面積に占める主筋断面積の割合。以下同）が2.05%と比較的高めに設定されたものであり、断面に生じる曲げ応力に占めるコンクリート負担分が比較的少ない状態にあった。すなわち、この実験結果は、断面内に存在する普通強度コンクリートの影響が少ない条件下で得られたものとも言えるので、その構造性能をこの実験結果のみから議論することは充分であると言えない状況にある。

そこで、この種のハーフPCa梁の曲げ性能をより精細に評価して設計式に反映するための基礎資料とすることを目的に、新たに鉄筋比の小さい（0.92%）試験体を製作し既報り同様の逆対称曲げ実験を改めて行った。本報は、この追加実験について、その計画、結果を報告し、結果に対する検討にて、この種のハーフPCa梁の曲げ挙動の評価と、本技術の実用化の可能性について報告する。なお本報では以後、梁断面上部の現場打ち部にPCa部と異なる強度のコンクリートを打設することを「強度を打ち分ける」と表記することとする。

2. 実験計画

本実験の試験体の仕様と実験方法は、鉄筋比を高め（2.05%）に設定した既報りにおける実験との比較検

表1 試験体一覧

試験体			Be_01	Be_02	Be_03
クリアスパン			2000		
目標コンクリート	現場打ち部	(N/mm ²)	48	24	24
圧縮強度	PCa部	(N/mm ²)	48	48	24
断面 (mm×mm)			350×400		
断面	現場打ち部高さ	(mm)	200	200	200
	PCa部高さ	(mm)	200	200	200
せん断スパン比			2.50		
主筋	鋼種	SD390 (ネジ筋 棒鋼)			
	現場打ち部筋	4-D19 (0.92%)			
	PCa部筋	4-D19 (0.92%)			
せん断補強筋	鋼種	SHD685 (溶接閉鎖形)			
	配置 (中子筋あり)	4-UHD6@75 (0.49%)			
想定破壊形式			曲げ		

表2 コンクリートの材料試験結果

試験体	打設日	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
Be_01	現場打ち部	2007.9.21	59.4
	PCa部	2007.9.11	61.2
Be_02	現場打ち部	2007.9.28	28.0
	PCa部	2007.9.11	62.0
Be_03	現場打ち部	2007.9.28	27.6
	PCa部	2007.9.11	29.6

表3 鉄筋の材料試験結果

使用部位	主筋	せん断補強筋
鉄筋の種類	SD390	SHD685
径	D19	UHD6
降伏強度 (N/mm ²)	439	769*
降伏時ひずみ (μ)	2370	6440
ヤング係数 (N/mm ²)	191900	176500
破断強度 (N/mm ²)	618	976

* せん断補強筋の降伏強度ならびに降伏時ひずみは0.2% オフセット耐力時の値を指す。

討の便が意図されたものであり、以下に示す諸条件は、鉄筋比を0.92%と前回の約1/2に減じた点を除き、先の実験とはほぼ同様となっている。

2.1 試験体

表1に試験体一覧を、図1に試験体の形状と配筋を示す。試験体はBe_01、Be_02、Be_03の全3体であり、いずれも断面寸法が350mm×400mmで、PCa部と現場打ち部のコンクリート打設高さがともに200mmとなるハーフPCa梁である。パラメータは、各試験体のPCa部と現場打ち部のコンクリート圧縮強度であり、Be_01は全断面を48N/mm²、Be_02はPCa部を48N/mm²、現場打ち部を24N/mm²、Be_03は全断面を24N/mm²と設定した。強度を打ち分けられたBe_02では、PCa部と現場打ち部のコンクリート強度比が2:1となる。配筋は全試験体ともに同一としたが、曲げを受ける断面に作用する断面応力のコンクリート負担分を増すために、鉄筋比を0.92%と、既報りのそれ(2.05%)の約1/2とした。

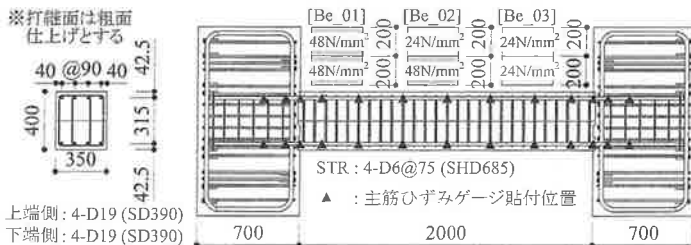


図1 試験体形状と配筋

なおこの0.92%なる鉄筋比は、例えば本技術が超高層建物に採用される場合を想定すれば、上層階における大梁の典型的な配筋に相当するものであり、低層階における配筋を想定した既報りの実験との対応を意図して設定されたものである。またこれらの試験体は、全て曲げ先行破壊するように設計されている。

表2に、コンクリートの材料試験結果の一覧を示す。いずれのコンクリートも想定より高めの強度を示しているが、PCa部と現場打ち部との強度比は、試験体の計画段階で想定した1:1 (Be_01およびBe_03)、ならびに2:1 (Be_02) とほぼ同程度であり、後者に関しては、鉄筋比の大きい既報りにおけるそれとほぼ一致している。また、主筋ならびにせん断補強筋に用いられた各種鉄筋の材料試験結果を表3に示す。いずれも既報りの実験と比較するに問題ない値を示している。

2.2 実験方法

図2に載荷装置の概要を示す。図に示すように、装置の構成上実験は梁を直立させた状態で実施したが、本報では以後、試験体の部位を指す際には図1の状態を想定し、打継面を「水平接合面」と、試験部両端に存在するスタブとの接合面を「鉛直接合面」と、上下のスタブをそれぞれ「左端」「右端」と呼ぶ。試験体には、2本の3000kNアクチュエータでスタブの平行を維持しつつ軸力が作用しないよう制御しながら、1500kNアクチュエータを伸縮させることで逆対称曲げを伴う静的漸増繰り返しせん断力を加えた。なお載荷に伴う梁の変形に関しては、両スタブから材軸に沿って向かい合うようにはね出した測定器具同士の相対距離の変動を変位計で計測することで部材変形角(以下、Rと表記)を、打継面を介して近接する2地点の材軸方向の相対変位を変位計で計測することで水平接合面のズレ変位を、また図1に示した位置にひずみゲージを貼付することで、主筋のひずみ挙動を記録した。

3. 実験結果

実験結果の呈示にあたっては、初めに実験の過程において観察された各試験体の定性的な挙動について報告したうえで、個々の試験体が有する構造性能を詳細に分析した結果について触れることで、強度を打ち分けたハーフ

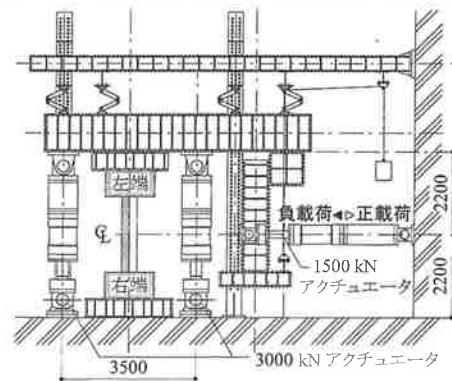


図2 載荷装置と載荷状況

表4 実験結果一覧

試験体	部位	σ_b (N/mm ²)	荷重 方向	曲げひび割れ発生時 ¹⁾		曲げ降伏時 ²⁾		最大耐力時 ³⁾		
				R ($\times 10^3$ rad)	耐力 (kN)	R ($\times 10^3$ rad)	耐力 (kN)	荷重 方向	R ($\times 10^3$ rad)	耐力 (kN)
Be_01	現場打ち部	59.4	正荷重	0.31	30.18	5.35	165.30	正荷重	40.03	201.06
			負荷重	0.06	20.17	5.02	168.34			
	PCa部	61.2	正荷重	0.31	30.18	5.35	165.30	負荷重	40.03	201.19
			負荷重	0.06	32.05	5.02	168.34			
Be_02	現場打ち部	28.0	正荷重	0.11	15.28	6.02	170.59	正荷重	38.02	195.33
			負荷重	0.03	15.11	5.00	156.22			
	PCa部	62.0	正荷重	0.11	15.28	6.02	170.59	負荷重	39.00	196.08
			負荷重	0.03	15.11	5.00	156.22			
Be_03	現場打ち部	27.6	正荷重	0.28	23.07	6.55	170.25	正荷重	39.03	190.54
			負荷重	0.09	15.09	5.02	155.06			
	PCa部	29.6	正荷重	0.41	45.40	6.26	165.87	負荷重	40.10	197.34
			負荷重	0.78	37.76	5.53	162.99			

1) 最初に曲げひび割れが確認された時点(目視) 2) 主筋が初めて降伏ひずみに達した時点 3) 部材変形角 R が初めて $\pm 4/100$ (rad) に達した時点

フPCa梁の構造的な特徴と既往の評価式への反映の可能性について検討する。

3.1 実験経過の概要

表4に実験結果一覧を、図3に3体の試験体のせん断力-部材変形角関係の全履歴を、写真1に各試験体の最終破壊状況を示す。全試験体とも、R = $\pm 1/800$ サイクルで曲げひび割れが発生し、R = $\pm 1/100$ サイクルで曲げ降伏した後に、緩やかな耐力上昇を経て材端圧縮端におけるコンクリートが圧壊した。なおこの過程において、せん断ひび割れの顕著な拡幅や水平接合面におけるズレ変位の卓越は確認されなかった。

上記の実験経過について、試験体相互の関係に着目してさらに詳細に述べる。曲げひび割れに関しては、表4に示すように Be_02の方が Be_03よりも早い段階で確認され、パラメータに従った相関は認められなかった。鉛直接合面における目開き・ひび割れ等の影響によって前後したものと考えられる。また曲げ降伏耐力はどれも同等で、パラメータに従った相関は認められなかった。一方、最大耐力の値は Be_01、Be_02、Be_03の順に低減し、その比は 1.00 : 0.97 : 0.95 となった。

以上の結果は、本実験の約2倍の鉄筋比を有する既報りの試験体では認められなかった傾向であり、これが鉄筋比を減じたことによって生じたとすれば、この種のハーフPCa梁特有の構造的な性能であるとも考えられる。

3.2 詳細検討

実験結果をさらに精査したところ、これら3体の曲げ挙動から、①全ての試験体に共通して見られる点と、②強度を打ち分けた Be_02のみに顕著に認められる点、がそれぞれ一点ずつ認められた。ここでは、これらについて①、②の順に検討を加えることで、この種のハーフPCa梁の力学的な性質の更なる考察を行う。なおここでは、主に正方向処女荷重時包絡線のみを検討する。

3.2.1 せん断力-部材変形角関係の概形

図4に、各試験体ごとのせん断力-部材変形角関係

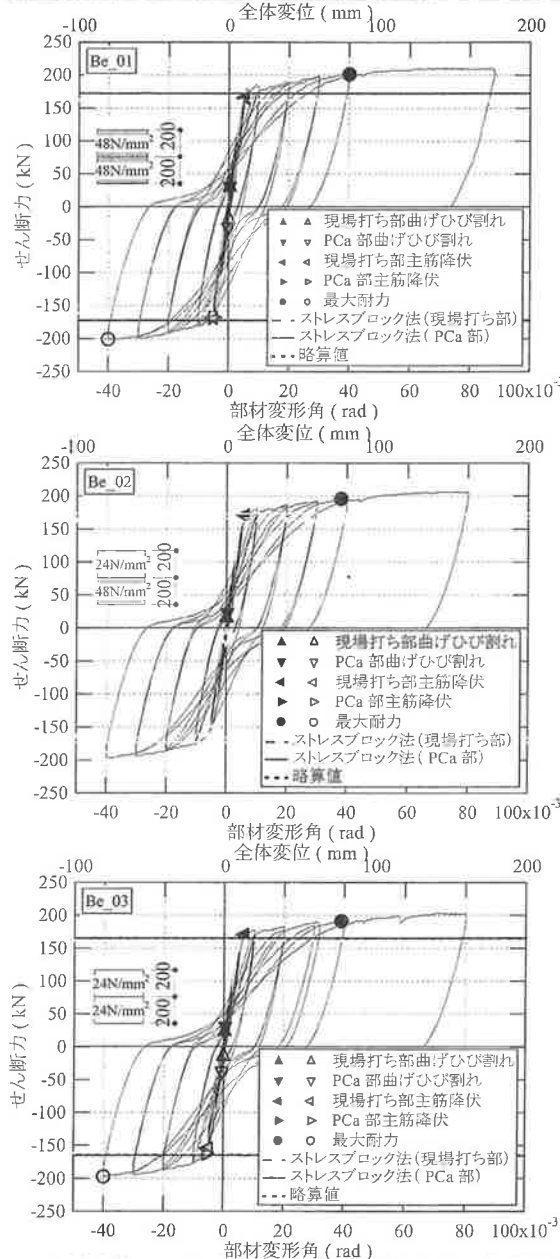


図3 各試験体のせん断力 - 部材変形角関係 (全履歴)



写真1 最終破壊状況

の正方向処女載荷時包絡線を、実験の過程で PCa 部と現場打ち部において曲げひび割れと曲げ降伏が確認された点のシンボルと併せて示す。

いずれの試験体においても、曲げひび割れと曲げ降伏が、PCa 部と現場打ち部（即ち左端側と右端側）にてほぼ同時に確認されていることが分かる。本実験における幾何条件では、正載荷時にあっては、左端側で現場打ち部に、右端側で PCa 部に引張応力が生じるため、強度を打ち分けた Be_02 では左端側で普通強度コンクリートが、右端側で高強度コンクリートが引張られることになる。図 4 に示す結果は、この Be_02 の両端における曲げひび割れと曲げ降伏が、PCa 部と現場打ち部のコンクリート強度に大きな差のない他の試験体同様ほぼ同時に発生していたことを意味しているが、一般的な RC 造建物の設計において、梁の復元力特性が、曲げひび割れと曲げ降伏によって剛性を低下させる 3 つの折れ線から成る骨格曲線で表現されることを考えると、これより、Be_02 のように強度を打ち分けられたハーフ PCa 梁であっても、その挙動を同様の骨格曲線で近似し得る可能性を指摘することができる。

そこで、この可能性について検討を加えるために、各試験体の曲げひび割れ発生耐力、曲げ降伏耐力、初期部材剛性、ならびに曲げ降伏時の剛性低下率を RC 規準³⁾にしたがって算出して骨格曲線を求め、これを実験値と対応させて図 5 に示す。骨格曲線の算出過程で用いられるコンクリートの圧縮強度および材料剛性については、Be_01、Be_03 において各々の PCa 部、Be_02 において PCa 部と現場打ち部双方の材料試験結果が用いられている。図 5 からは、Be_01 と Be_03 の骨格曲線が実験値を

比較的良好な精度で表現していること、ならびに、Be_02 の実験値が 2 種の骨格曲線の間程度を推移していることが読み取れる。このことは、前述した左端側と右端側の曲げひび割れ、曲げ降伏の同期性と併せて、「PCa 部と現場打ち部のコンクリートの材料特性に、強度にして 2 倍程度の差異があり、その影響が部材の耐力や剛性として顕在化するほどに鉄筋比が小さい場合にあっても、逆対称曲げを受けるハーフ PCa 梁は、その挙動が一般的な骨格曲線から大きく乖離することはない」とことと、それ故に、「設計の段階では、PCa 部のコンクリート強度を基に算出した骨格曲線の耐力や部材剛性に、現場打ち部コンクリート強度の影響を反映させた適切な低減措置を講じれば、従来どおりの手法を採用できる」可能性を示すものと思われる。

3.2.2 反曲点の移動

図 6 に、スパン中央位置において、上端筋と下端筋に貼付されたひずみゲージの全履歴を試験体ごとに示す。各グラフには、当該鉄筋が埋設されているコンクリートの実験日における圧縮強度も併記してあるが、これより、上端筋、下端筋ともに、それを取り巻くコンクリート強度の値に応じたひずみを示していることが分かる。即ち、強度が小さいコンクリートに埋設された鉄筋ほどひずみが増大する傾向にあり、結果として、特に Be_02 において、上下主筋に大きな差異が生じる特徴的なひずみ履歴が得られている。本実験のような載荷状態にある梁は、通常曲げモーメントの逆対称分布に基づく変形状態を仮定されるが、ここで Be_02 のみに顕著に見られる上下主筋のひずみ履歴の差異は、この仮定に影響を及ぼすと考えられる。そこで、実験結果から導出される反曲点位置

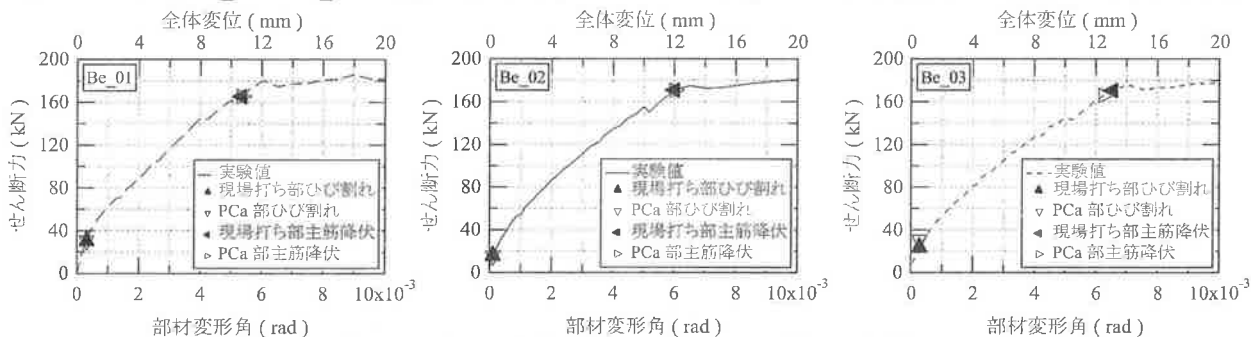


図 4 正方向処女載荷時のせん断力-部材変形角関係

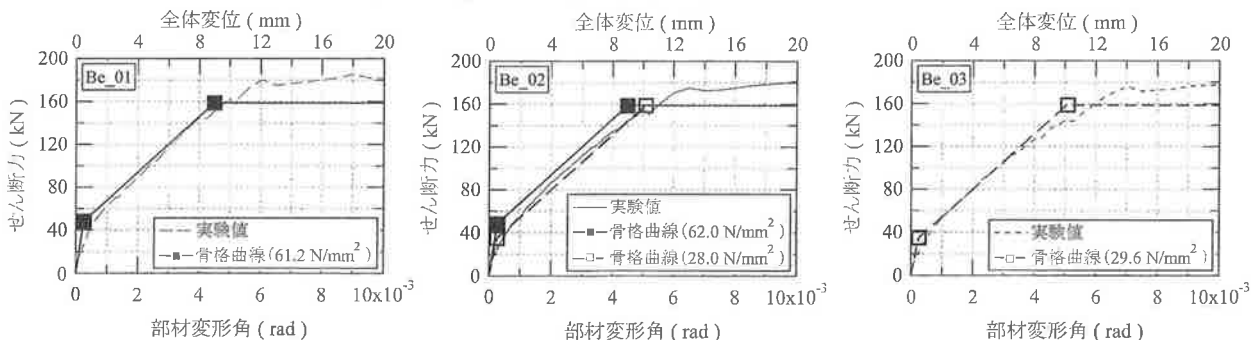


図 5 実験値と骨格曲線の対応

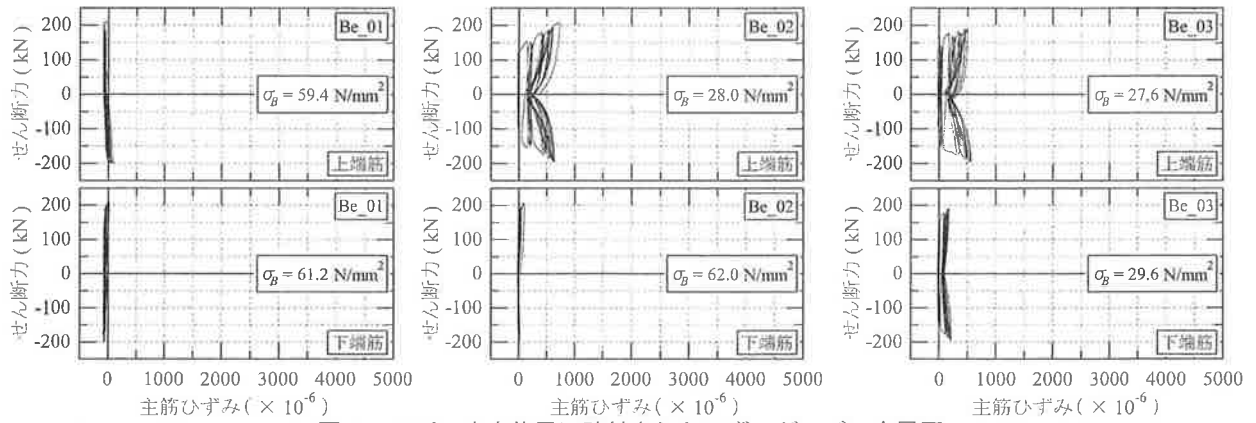


図6 スパン中央位置に貼付されたひずみゲージの全履歴

の推移を基に、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の変形挙動についての検討を試みる。

図7に、導出された各試験体の反曲点位置の作用せん断力の上昇に伴う推移を、せん断力-部材変形角関係と対応させて示す。反曲点は、図1に示した上下主筋のスパン中央におけるひずみゲージの両側直近(±300mm)に位置するひずみゲージの履歴から両地点の曲率をそれぞれ求め、両者を補間する直線が梁の主軸と交わる点として導出した。図7より、Be_02の反曲点が、曲げひび割れの発生まではスパン中央からやや左端寄りに、その後部材の剛性低下が顕著となるあたりで右端寄りにその位置を移動させていることが読み取られる。他の試験体の反曲点位置にはこのような遷移傾向が顕著に見られていないことから、これはBe_02を特徴付ける性質と考えられ、ここに、図6に見るBe_02のみに認められた上下主筋の特徴的なひずみ履歴との相関が見られる。

特にBe_02からこのように特徴的な変形挙動が見られた理由としては、「この種のハーフ PCa 梁が、左端側と右端側における断面の構造性能に差異を有する」ことが考えられ、その概念は、通常のハーフ PCa 梁と対比させて図8のように表すことができる。図8に見るように、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁では、左端側で普通強度コンクリートに、右端側で高強度コンクリートに引張応力が生じる。この場合、曲げひび割れの発生に関しては高強度コンクリートが引張を受ける右端側、曲げ降伏に

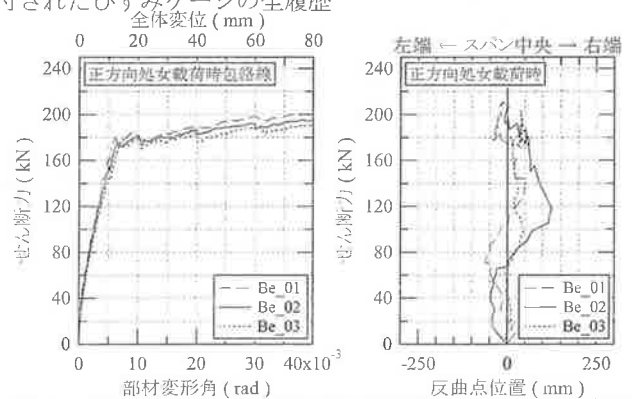


図7 せん断力の上昇に伴う部材変形角と反曲点位置の推移

関しては高強度コンクリートが圧縮となる左端側において、当該断面の構造性能が他端に比して相対的に向上すると考えられるが、このように性能の異なる断面が連続して構成されている一体の梁において、構造的に優位な断面が他端よりも多くの応力を負担した結果が反曲点の移動として現れたものと見られる。同図8は、曲げひび割れ発生前の状態を例示したものであるが、この図が示すように、反曲点が、構造的に優位な断面側の負担曲げモーメントが大きくなるように中央位置から移動するとすれば、図7に見たBe_02の反曲点位置の遷移傾向、ならびに図4に示した曲げひび割れ発生と曲げ降伏の同期性を矛盾なく説明することができると考えられる。なお以上に見てきた知見は、正方向処女載荷時の結果のみならず、実験の全過程を通して認められている。

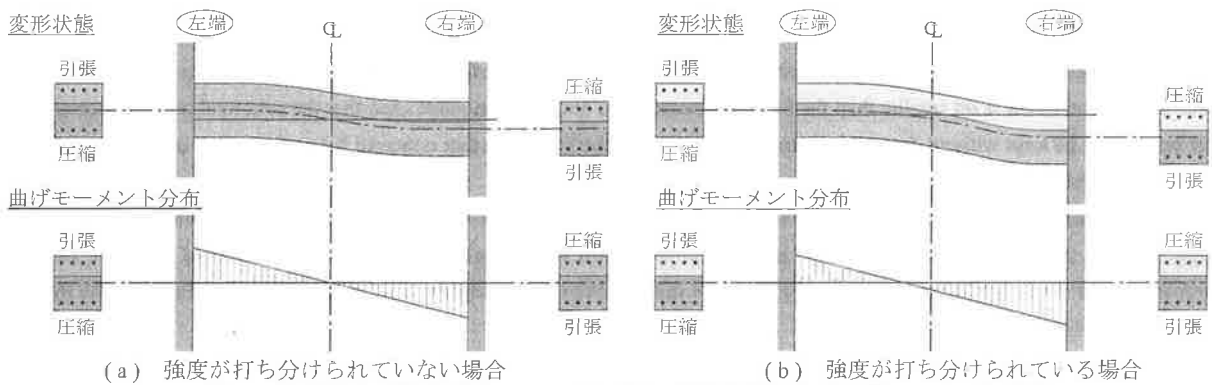


図8 逆対称曲げを受けるハーフ PCa 梁の変形状態および曲げモーメント分布

4. まとめ

断面が、強度・剛性等の材料特性の異なるコンクリートで構成されたハーフ PCa 梁の曲げ挙動について検討するため、鉄筋比の大きい試験体を対象とした既報(鉄筋比 2.05%) を踏まえて鉄筋比を小さく設定した試験体(鉄筋比 0.92%) シリーズを新たに製作し、これに前シリーズ同様の逆対称曲げ载荷を与え、得られた結果をもとにその構造性能について検討を加えた。ここでの知見を列挙すると、以下ようになる。

- i) PCa 部に高強度コンクリート、現場打ち部に普通強度コンクリートを打設したハーフ PCa 梁は、鉄筋比が小さい場合、断面内に存する普通強度コンクリートの影響が顕れ、全断面を高強度コンクリートで構成されたものと比べてその最大耐力と部材剛性がやや低下する。
- ii) 逆対称曲げを受けるハーフ PCa 梁は、PCa 部と現場打ち部のコンクリート強度を打ち分けられ、その影響をせん断力-部材変形角関係に反映させるほどに鉄筋比が小さい場合にあっても、両端の曲げひび割れと曲げ降伏の発生が同期し、その力学的な挙動が通常のハーフ PCa 梁から大きく乖離することはない。

iii) 強度を打ち分けられたハーフ PCa 梁は、逆対称曲げを受ける際に「反曲点位置がスパン中央から移動する」特徴的な変形挙動を見せる。

以上に見てきた本実験の結果より、この種のハーフ PCa 梁の実用化の際には、鉄筋比が小さい場合に顕在化する普通強度コンクリートの影響を設計に反映させる必要があると考えられる。ただしその場合にあっても、上掲 ii) より、強震時の曲げ挙動が通常のハーフ PCa 梁のそれと類似すると予測されるため、その評価は、既往の 3 つの折れ線からなる骨格曲線に準拠させて行えると考えられる。したがって、今後の急務として「断面内の普通強度コンクリートの影響を既往の設計式に反映させる手法の検討」が挙げられるが、この際には、iii) に挙げた強度を打ち分けられたハーフ PCa 梁特有の反曲点の移動が、有用な知見となるものと考えられる。

なおこの種のハーフ PCa 梁の実用化に際しては、曲げ同様せん断破壊や付着破壊に対する評価も適切に行う必要があるため、今後は、前記の曲げ設計式の確立を含め、他の破壊形式に関する実験およびその評価にも注力していきたいと考えている。

参考文献

- 1) 佐藤良介, 小澤潤治, 渡邊高朗, 鶴田賢二, 宮崎嘉生, 阪井由尚: 現場打ち部分を異種強度コンクリートで打ち継いだハーフ PCa 梁の曲げ性能確認実験, 東急建設技術研究所報, No. 33, pp. 25 - 30, 2008 年 2 月
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999 年 8 月
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 —許容応力度設計法— 1999, 1999 年 11 月

STRUCTURAL PERFORMANCE OF HALF PRECAST BEAMS COMPOSED OF HIGH STRENGTH CONCRETE LAYER AND NORMAL STRENGTH CONCRETE LAYER SUBJECTED TO ANTISYMMETRIC BENDING LOADS

R. Sato, J. Ozawa, T. Watanabe
K. Tsuruda, Y. Miyazaki and Y. Sakai

This is a follow-up report that discusses about the structural performance of half precast beams that are composed of high strength concrete for the precast portion and normal strength concrete for cast-in-place portion, subjected to shear load that causes antisymmetric bending moment distribution along the member axis, based on results derived from an additional experiment series.

The most significant difference between the current additional experiment series and the former is “longitudinal steel ratio” that has been introduced in order to clarify the effect of itself on bending behavior of this kind of half precast beams. And in this report the steel ratio of specimens is set smaller than the former because it has already been made clear that the structural performance of half precast beams can be kept without drastic deterioration even under the condition that concrete for each portion of the section have different material properties when its steel ratio is sufficiently large.

The results show that although the flexibility capacity and flexibility stiffness of a half precast beam, composed of different strength concrete for precast and cast-in-place portion with small steel ratio, can not reach those of so-called normal half precast beams with high strength concrete by a narrow margin, there is possibility to simulate its bending behavior by means of modifying the existing evaluation method.