

論文 アンボンドPCaPC圧着接合骨組における梁部材の耐震性能と各種限界状態に関する研究

苗 思雨*1・北山 和宏*2・晉 沂雄*3

要旨：梁曲げ破壊型のアンボンド PCaPC 架構における梁部材の耐震性能と各種限界状態を検討するため、スラブ・直交梁の有無及び PC 鋼材径の組み合わせによって鋼材係数を変数とした PCaPC 柱梁十字形部分架構試験体に対して静的載荷実験を行った。鋼材係数の小さい平面試験体では PC 鋼材が早期に弾性限界を超え、梁付け根コンクリートの損傷が相対的に小さく、残留変形や残留目開き幅及び「コンクリート応力度が $0.9\sigma_B$ に到達¹⁾」で決定した使用限界梁部材角が増大した。立体試験体では上端引張時のスラブ筋降伏・破断及び下端コンクリート損傷によって下端引張時より残留変形、残留ひび割れ幅、等価粘性減衰定数が大きかった。

キーワード：アンボンド PC 鋼材, PCaPC 圧着工法, 十字形骨組, 梁, 鋼材係数, 耐震性能, 各種限界状態

1. はじめに

アンボンド PC 鋼材をプレキャスト RC 柱及び梁部材に貫通して配置し、その PC 鋼材を緊張して両者を一体化する工法は、アンボンド・プレキャスト・プレストレスト・コンクリート（以下、アンボンド PCaPC）圧着工法と言われ、部材損傷を梁の圧着接合面に集中させることで損傷制御を可能とする。本研究では梁曲げ破壊が先行するアンボンド PCaPC 骨組の性能評価型耐震設計法を構築することを最終目標としており、このためには梁部材の復元力特性や各種限界状態等の定量的評価が非常に重要となる。一方、既往の研究結果^{2),3)}より鋼材係数¹⁾（梁断面積と梁コンクリート圧縮強度の積に対する全鋼材の引張力の和の比）は付着を有する PRC 梁部材のみならずアンボンド PCaPC 梁部材の耐震性能（復元力特性及び損傷性状）にも大いに影響すると報告された。しかし、十字形アンボンド PCaPC 架構における梁部材の地震時挙動、力学特性及び性能設計時に考えるべき各種限界状態に達する決定要因が十分把握できる実験結果は未だ少ない。十字形アンボンド PCaPC 骨組では多スパンを通して配筋された PC 鋼材が部材全長に渡り均一に伸びる特徴があるため、実験の際にその実挙動を再現するには十字形部分骨組試験体を用いる必要があり、これに実建物を想定しスラブ・直交梁を取り付けた実験研究も数少ない。そこで本研究では、各種限界状態を中心として耐震性能を評価するために、鋼材係数及びスラブ・直交梁の有無を実験変数とした十字形アンボンド PCaPC 部分骨組の静的載荷実験を行った。

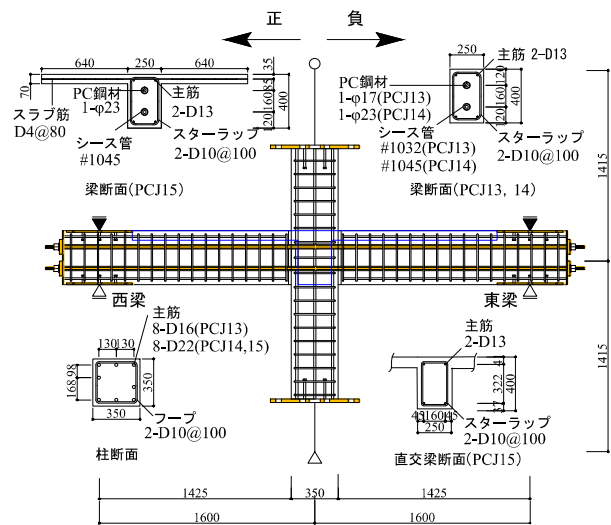


図-1 試験体概要（単位:mm）

表-1 試験体諸元

試験体名	PCJ13	PCJ14	PCJ15
形状	平面十字形		立体十字形
コンクリート圧縮強度	53.1MPa	49.4MPa	53.0MPa
コンクリート引張強度	3.0MPa	2.8MPa	3.2MPa
断面	250mm×400mm（直交梁も同一）		
PC 鋼材 (B 種 1 号)	上下共 1-φ17	上下共 1-φ23	
主筋	上下共 2-D13 (SD295A)（直交梁も同一）		
あばら筋	□D10@100 (SD295A)（直交梁も同一）		
プレストレス率 ²⁾	上端引張	1.0	0.93（スラブ筋を含む）
	下端引張	1.0	1.0
断面	350mm×350mm		
主筋	8-D16 (SD295A)	8-D22 (SD390)	
帯筋	□D10@100 (SD295A)		
軸力比	0.12	0.13	0.12
スラブ	コンクリート圧縮強度 47.9 MPa		
幅×せい(mm)	1530×70		
スラブ筋(本数)	D4@80 (SD295A)（総 14 本）		
鋼材係数	上端引張	0.09	0.09
	下端引張	0.17	0.08
柱梁曲げ耐力比	2.61	2.26	1.93

²⁾ $\lambda^3 = M_p / (M_p + M_r)$, ここで M_p : 終局曲げ強度の PC 鋼材負担分, M_r : 終局曲げ強度の普通鉄筋負担分

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1 に試験体概要、表-1 に試験体諸元、表-2 に使用鋼材の材料特性を示す。試験体は平面十字形試験体

*1 首都大学東京 都市環境科学研究科建築学域 博士前期課程（学生会員）

*2 首都大学東京 都市環境科学研究科建築学域 教授 工博（正会員）

*3 東北大学 工学研究科都市・建築学専攻 助教・博(工)（正会員）

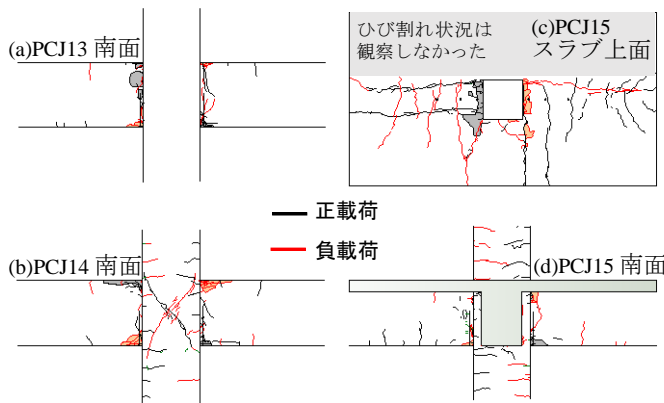


図-4 ひび割れ状況

で1.06, 試験体 PCJ14 で0.93, 試験体 PCJ15 で0.91である。この計算値はPC鋼材降伏を仮定した略算値で, 試験体 PCJ13 ではPC鋼材がほぼ降伏したため両者が概ね一致したが, その他の試験体ではPC鋼材が未降伏であったため実験値を過大評価した。全試験体の復元力特性は概ね原点指向型を示した。

3.2 破壊性状

図-4に試験体の最終的なひび割れ状況を示す。ここでハッチングはコンクリートの剥落を表す。全試験体の $R=0.25\%$ 付近で梁圧着面の目開き及び梁曲げひび割れが生じた。試験体 PCJ14 では, 柱梁接合部に斜めひび割れが交差して発生し, 試験体 PCJ15 と共に $R=0.25\sim 0.5\%$ で柱に曲げひび割れが発生した。鋼材係数が小さく柱梁曲げ耐力比が最も高い試験体 PCJ13 の柱には曲げひび割れの発生が見られなかった。その後, 全試験体で梁かぶりコンクリートの僅かな圧壊が観測され, 最大層せん断力時付近では梁圧着接合面近傍のコンクリート圧壊が更に進展し, これが耐力低下の要因となった。また, 試験体 PCJ14 の梁コンクリート損傷が試験体 PCJ13 より激しく, これは鋼材係数及び柱梁曲げ耐力比の大小に起因すると考えられる。試験体 PCJ15 のスラブの協力幅は, 全スラブ筋の引張降伏力に対する梁危険断面位置でのスラブ筋の引張力(スラブ筋の実測ひずみより求めたもの)の比によって評価した。スラブの協力幅は, 梁部材角 $R_b=0.15\%$ 時に梁スパンの0.1倍を超え, 最大層せん断力以前に全幅に達した。最大層せん断力時において層間変形に対する柱, 梁及び柱梁接合部の変形成分は, 試験体 PCJ13 でそれぞれ4%, 95%, 1%であった。試験体 PCJ14 でそれぞれの比率は15%, 75%, 10%, 試験体 PCJ15 では20%, 75%, 5%となり, 全試験体で梁の変形成分が最も卓越した。前述した鋼材降伏状況, 破壊性状及び変形成分から全試験体の破壊モードは梁曲げ破壊と判断した。

4. アンボンド PCaPC 骨組における梁部材の耐震性能

4.1 梁部材の残留変形率

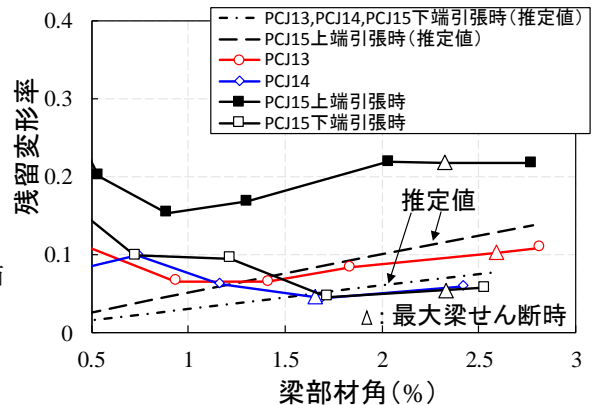


図-5 梁部材の残留変形率-梁部材角関係

図-5に梁部材の残留変形率 (r_b) - 梁部材角 (R_b) 関係を示す。平面試験体 PCJ13 と PCJ14 では, 正負ピーク時梁部材角の和に対する正負梁残留部材角の和の比を, 立体試験体 PCJ15 では上端と下端引張時それぞれの残留梁部材角をピーク時梁部材角で除した値を r_b とした。鋼材係数0.09の平面試験体 PCJ13 は鋼材係数0.17の平面試験体 PCJ14 より, PC鋼材が早期に弾性限界 ($R_b=0.87\%$) に至り (図-3参照), 最大層せん断力後にPC鋼材が降伏したことから, 試験体 PCJ14 より r_b が大きくなる傾向を示した。また, 立体試験体 PCJ15 の上端引張時にはばらつきが見られた小変形時を除き, スラブ筋の全降伏 ($R_b=1.6\%$) と共に r_b が増大し, 下端引張時の r_b より大きくなった。最大層せん断力時の r_b (図-5の△印)は試験体 PCJ13 で0.11, 試験体 PCJ14 で0.05となり, 試験体 PCJ15 の下端と上端引張時にはそれぞれ0.05と0.22であった。

図-5の破線は既往研究の提案式(1)¹⁾による梁部材の残留変形角 (R_r) を残留変形率 ($r_b = R_r / R_p$, R_p の定義は後述)に直した値である。同図より, 鋼材係数0.17の試験体 PCJ14 及び PCJ15 の下端引張時の小変形時においては推定値と実験値が対応しないが, 梁変形の増加に伴い推定値が実験結果を概ね評価できた。一方, 試験体 PCJ15 の上端引張時はスラブ筋が降伏したこと, 鋼材係数の小さい試験体 PCJ13 ではPC鋼材が早期に弾性限界を超えることで r_b の推定値と実験値は殆ど対応せず, 実験結果を過小評価した。

$$R_r = 0.3(1.1 - \lambda_r) \cdot (R_p \times 100)^{(3+\lambda_r)/2} / 100 \quad (1)$$

ここで, R_p は経験最大部材角であり, λ_r はプレストレス率(終局曲げ強度のPC鋼材負担分/終局曲げ強度の鋼材負担分)とし平面試験体及び立体試験体 PCJ15 の下端引張時の λ_r は1, スラブ付きの立体試験体 PCJ15 の上端引張時には0.93である。

4.2 梁部材の残留ひび割れ幅

図-6に梁部材の最大残留目開き幅 (w_{max}) - 梁部材角関係を示す。本研究では図-6に示す梁危険断面近傍

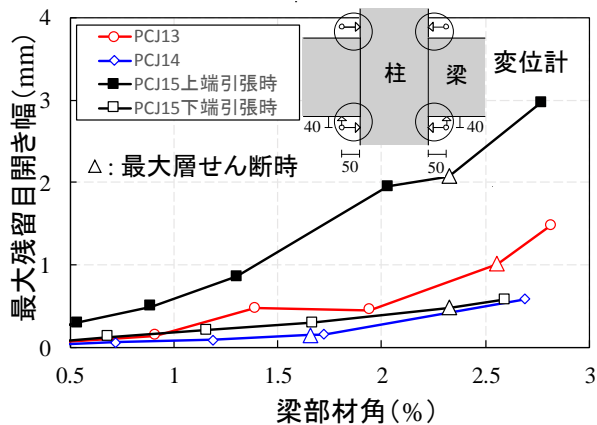


図-6 梁部材の最大残留ひび割れ幅-梁部材角関係

(柱面及び梁面からそれぞれ 50mm, 40mm) に設置した変位計の出力を用い、両変位計測定値を直線補間した時の引張縁変位を w_{max} とした。鋼材係数の変化による w_{max} への影響は梁部材の残留変形率への影響 (図-5 参照) とほぼ同様な傾向を示し、スラブを有する立体試験体 PCJ15 の上端引張時の w_{max} が最も大きかった。最大層せん断力時の w_{max} (図-6 の△印) は、平面試験体 PCJ13 の PC 鋼材が早期に弾性限界を超え、平面試験体 PCJ14 より大きくなり、 w_{max} はそれぞれ 1mm と 0.15mm である。立体試験体 PCJ15 の w_{max} は下端引張時で 0.5mm, 上端引張時で 2.0mm となった。この違いの理由は、下端引張時にはスラブ全幅に圧縮力が分散されたこと、上端引張時にはスラブ筋が降伏および破断したことに起因する。

4.3 梁部材の等価粘性減衰定数

図-7 に梁部材の等価粘性減衰定数 (h_{eq}) - 梁部材角関係を示す。ここでは、梁せん断力 (Q_b) - 梁部材角 (R_b) 関係における同一変形の繰り返し載荷の2回目加力サイクル時の h_{eq} を求めた。なお、立体試験体 PCJ15 では上端と下端引張時で $Q_b - R_b$ 関係のループ形状が異なるため、1サイクルを上端と下端引張時に分け、それぞれ半サイクルでの h_{eq} を計算した。平面試験体 PCJ13 及び PCJ14 の h_{eq} は約 5% とほぼ一定の値に留まり、鋼材係数の違いによる影響は見られなかった。一方、立体試験体 PCJ15 の上端引張時には 10% 程度と他の試験体より大きくなった。これはスラブ筋の塑性化および下端コンクリートの損傷により梁の残留変形が大きくなったためと考えられる。

図-7 の破線は鋼材の付着性状とプレストレス率 (λ) を主要変数とした田島・北山による h_{eq} の推定値⁵⁾ である。同図の立体試験体 PCJ15 の上端引張時において、推定値の左端が梁の塑性率が 1 ($R_b = 0.55\%$) となる時点であり、これは梁の復元力特性における接線剛性が初期弾性剛性の 6% 以下になったときとした⁵⁾。なお、同推定法ではアンボンド PCaPC 梁部材で λ が 1 の場合、 h_{eq} の値が一定の値を保つとされている。図-7 より、 λ が 1 の平面試験体 PCJ13, PCJ14 及び立体試験体 PCJ15 の下端引張時で

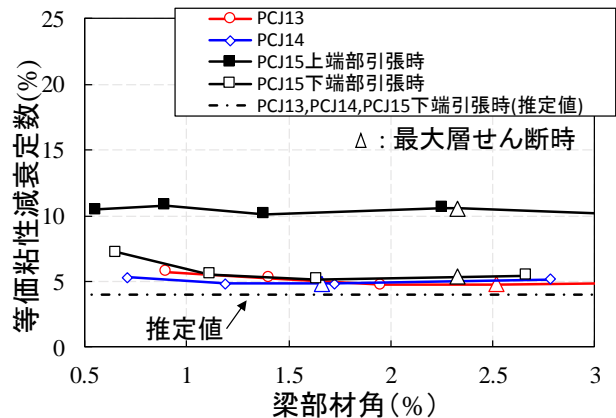


図-7 梁部材の等価粘性減衰定数(h_{eq})-梁部材角関係

は推定値が実験値をほぼ評価できた。しかし、この推定法はスラブ筋の協力効果を考慮しないため、スラブの付く立体試験体 PCJ15 の上端引張時の h_{eq} の推定値は実験結果を過小評価した。

4.4 梁部材の各種限界状態

梁部材の各種限界状態が規定された文献¹⁾の損傷状況に従い、使用限界、修復限界 I、修復限界 II 及び安全限界を青、緑、橙及び赤で色分けし、表-3(a) に本研究における試験体の西梁部材の各種限界状態時の梁部材角とその決定要因をまとめた。また、鈴木らの既往研究⁶⁾による十字形骨組のアンボンド PCaPC 梁部材の各種限界状態を表-3(b) にまとめ、その既往研究における試験体の主要諸元を表-4 に示す。

典型的な平面試験体 PCJ07 及び立体試験体 PCJ15 の梁せん断力と梁部材角関係の包絡線を図-8 に示す。同図の実線は上端引張時を、一点鎖線は下端引張時を示し、縦実線および一点鎖線は表-3 に記載した各種限界状態の梁部材角とその決定要因を示す。全試験体共に PC 鋼材の損傷状況は文献¹⁾による「付着が悪い」で検討し、梁組み立て筋の損傷状況は検討しない。スラブを有する立体試験体 PCJ15 のスラブ筋の損傷状況は考慮しない。PC 鋼材の「僅かな降伏」¹⁾は降伏ひずみ到達時とした。柱面から 50mm, 梁面から 40mm 位置の梁上下面に設置した二つの変位計を用い、計測された値を直線補間し、梁圧縮縁の縮み量を検長の 50mm で除した値をコンクリ

表-4 試験体の諸元⁶⁾

試験体名		PCJ07	PCJ08	PCJ10
柱	形状	平面十字形		立体十字形
	コンクリート強度	42.8MPa	43.3MPa	44.7MPa
主筋	8-D22 (SD390)		10-D13 (SD295A)	
	コンクリート強度	79.2 MPa	78.2 MPa	81.3 MPa
梁	PC 鋼材	上下共 1-φ23 (B 種 1 号)		
	プレストレス率 λ	1.0		
スラブ	コンクリート強度			44.7MPa
	幅×せい(mm)			1530×70
圧縮軸力(kN)		800($\eta=0.15$)		
鋼材係数	上端引張時	0.11	0.11	0.06
	下端引張時			0.05
柱梁曲げ耐力比		2.11	1.32	1.19

表-3 各種限界状態決定要因と各事象発生時の梁部材角 (%)

(a) 試験体 PCJ13, 14, 15

各種限界状態要因項目		試験体PCJ13		試験体PCJ14		試験体PCJ15	
		上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時
スラブ主筋	僅かな降伏 (降伏)	-				0.41	-
PC鋼材	弾性限界	0.62(▲)	0.70(△)	1.61	1.58	1.23	1.72
	僅かな降伏 (降伏)	-	3.95	-		-	
コンクリート	$0.9\sigma_b$	0.22(●)	0.21(○)	0.14(●)	0.13(○)	0.12(●)	0.21(○)
	かぶりコンクリートの軽い圧壊	0.87	0.96	1.16(▲)	1.19(△)	0.81(▲)	1.22(△)
	かぶりコンクリート剥落	3.05	3.04(◇)	2.75(◆)	2.75(◇)	2.14	3.66(◇)
	コアコンクリート圧壊	-					
残留変形角	1/400(0.25%)	1.90	-	3.45	-	1.38	-
	1/200(0.5%)	2.7	-	-			
残留目開き幅	0.2mm	0.98	1.85	2.02	1.78	0.32	1.29
	1.0mm	1.99	-	3.66	-	1.26	-
	2.0mm	2.80(◆)	-	-		1.81(◆)	-
耐力低下	$0.85Q_{max}$	-				2.78(■)	-
決定要因	使用限界	コンクリート 強度 $0.9\sigma_b$ (0.22%)	コンクリート 強度 $0.9\sigma_b$ (0.21%)	コンクリート 強度 $0.9\sigma_b$ (0.14%)	コンクリート 強度 $0.9\sigma_b$ (0.13%)	コンクリート 強度 $0.9\sigma_b$ (0.12%)	コンクリート 強度 $0.9\sigma_b$ (0.21%)
	修復限界 I	PC鋼材 弾性限界 (0.62%)	PC鋼材 弾性限界 (0.70%)	かぶりコンクリート 軽い圧壊 (1.16%)	かぶりコンクリート 軽い圧壊 (1.19%)	かぶりコンクリート 軽い圧壊 (0.81%)	かぶりコンクリート 軽い圧壊 (1.22%)
	修復限界 II	残留目 開き幅 (2.80%)	かぶりコンクリート 剥落 (3.04%)	かぶりコンクリート 剥落 (2.75%)	かぶりコンクリート 剥落 (2.75%)	残留目 開き幅 (1.81%)	かぶりコンクリート 剥落 (3.66%)
	安全限界	-					耐力低下 (2.78%)

(b) 試験体 PCJ07, 08, 10

各種限界状態要因項目		試験体PCJ07		試験体PCJ08		試験体PCJ10	
		上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時
スラブ主筋	僅かな降伏 (降伏)	-				0.79	-
PC鋼材	弾性限界	1.17(▲)	1.22(△)	1.21(▲)	1.07(△)	1.22(▲)	1.50(△)
	僅かな降伏 (降伏)	-					
コンクリート	$0.9\sigma_b$	0.21(●)	0.20(○)	0.27(●)	0.25(○)	0.22(●)	0.37(○)
	かぶりコンクリートの軽い圧壊	1.65	2.39	1.22	1.09	-	-
	かぶりコンクリート剥落	2.70(◆)	3.25(◇)	2.78(◆)	2.62(◇)	2.32(◆)	3.43(◇)
	コアコンクリート圧壊	-					
残留変形角	1/400(0.25%)	-	-	-	-	2.49	-
	1/200(0.5%)	-	-	-	-	-	-
残留目開き幅	0.2mm	1.89	2.45	1.81	1.9	0.83	2.88
	1.0mm	3.52	-	-	-	2.74	-
	2.0mm	-	-	-	-	-	-
耐力低下	$0.85Q_{max}$	-					
決定要因	使用限界	コンクリート 強度 $0.9\sigma_b$ (0.21%)	コンクリート 強度 $0.9\sigma_b$ (0.20%)	コンクリート 強度 $0.9\sigma_b$ (0.27%)	コンクリート 強度 $0.9\sigma_b$ (0.25%)	コンクリート 強度 $0.9\sigma_b$ (0.22%)	コンクリート 強度 $0.9\sigma_b$ (0.37%)
	修復限界 I	PC鋼材 弾性限界 (1.17%)	PC鋼材 弾性限界 (1.22%)	PC鋼材 弾性限界 (1.21%)	PC鋼材 弾性限界 (1.07%)	PC鋼材 弾性限界 (1.22%)	PC鋼材 弾性限界 (1.50%)
	修復限界 II	かぶりコンクリート 剥落 (2.70%)	かぶりコンクリート 剥落 (3.25%)	かぶりコンクリート 剥落 (2.78%)	かぶりコンクリート 剥落 (2.62%)	かぶりコンクリート 剥落 (2.32%)	かぶりコンクリート 剥落 (3.43%)
	安全限界	-					

ー: データ無し, 不明あるいは該当無し

●・○, ▲・△, ▼・▽, ■・□: 上端引張時・下端引張時における使用限界, 修復限界 I, 修復限界 II, 安全限界の決定要因 (図-8 参照)

ートのひずみとして、その値が材料試験による $0.9\sigma_b$ (σ_b : コンクリート圧縮強度) 時のひずみを越えた時に使用限界と判断した。コンクリートに材軸方向の圧縮ひび割れが発生した時をかぶりコンクリートの軽い圧壊、かぶりコンクリートの剥落直前までをコアコンクリート部分が健全であると判定し、コアコンクリート圧壊は梁全幅に渡りコンクリートが剥落し梁組み立て筋の表面が見える時とした。文献⁹⁾を参考に最大強度の 85% に強度が低下した時を安全限界と判断した。

表-3 に示すように、使用限界は全てコンクリート応力度 $0.9\sigma_b$ で決定した。鋼材係数の大きい平面試験体 PCJ14 は、コンクリートの損傷が激しく、梁部材角 R_b =

0.13% で使用限界に達しており、その他の平面試験体と比べると R_b が小さくなった。また、立体試験体 PCJ10 および PCJ15 では、下端引張時の使用限界 R_b は、PCJ10 で 0.37%、PCJ15 で 0.21% となり、梁上端のスラブの存在でコンクリートへの圧縮力が分散され、上端引張時の使用限界 R_b (PCJ10 : 0.22%、PCJ15 : 0.12%) よりは大きくなった。図-8 に示す、「コンクリート応力度 $0.9\sigma_b$ 」により決まる使用限界点は梁の剛性低下点と概ね対応した。使用限界時の梁部材角は 0.12~0.37% とかなり小さかったが、これは梁コンクリート圧縮ひずみの測定法に大きく依存する。コンクリートの圧縮変形を測定する変位計の検長がひずみ値に影響するため、その検長と梁付け根の

