

# 論文 曲げ変形が卓越する PC 部材の断面解析による性能評価

狩野芳規<sup>\*1</sup>・河野進<sup>\*2</sup>・岸本一蔵<sup>\*3</sup>

**要旨**：他の構造では取り入れられている性能設計をプレストレストコンクリート（以下、PC）造にも取り入れるために、性能設計の考え方を取り入れた指針の作成が必要である。そこで、断面解析による PC 構造部材の性能検証を行い、4つの限界状態（使用限界、修復限界Ⅰ、修復限界Ⅱ、安全限界）に達するときの変形角および要因を考察した。その結果、おおむね PC 鋼材や普通鉄筋に先んじて、コンクリートが4つの限界状態に達した。また、煩雑な材料レベルの限界状態決定条件を用いず、材端回転角のみで限界状態が決定できること示した。

**キーワード**：PC 部材, PCa 部材, PRC 部材, 曲げ部材, 断面解析, 限界状態, 性能設計

## 1. はじめに

日本建築学会「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」<sup>1)</sup>（以下、PC 規準）は昭和 36 年に刊行されて以来、多くの PC 建築物の設計に利用されてきた。三度の改定により進歩してきた技術や研究成果が取り込まれ、法改正にも対応してきた。しかし、最後の改定からすでに 10 年以上経過しており、性能設計法に対応していないことから、PC 規準を見直す時期にあるといえる。また、現行 PC 規準ならびに日本建築学会「プレストレスト鉄筋コンクリート（以下、PRC）（Ⅲ種 PC）構造設計・施工指針・同解説」<sup>2)</sup>は終局強度設計法に基づいたものであるが、近年これまでの終局強度設計法から他の構造では既に取り入れられている性能設計法、限界状態設計法に移行すべく多くの検討が行われている。

性能設計に当たって、考えるべき建築物の基本構造的な性能として、「使用性」、「安全性」に加えて、損傷の修復のしやすさの確保を目的とする「修復性」がある。しか

し、「修復性」を判断する適切な工学的判断基準は未だに確立されていないのが現状である。

他の構造同様、PC 構造においても性能設計の考え方を取り入れた設計指針の作成が急務と考えられる。

そこで本論文では、断面解析により、PC 構造部材の性能を検証し、さらに実務設計においても、利用できるように性能判断条件を提案した。

## 2. 解析の手法

### 2.1 解析部材諸元

表-1 に解析部材断面諸元、図-1 および図-2 にそれぞれ梁および柱の断面図を示す。No.1~12 は梁部材であり、PC 鋼材にはより線を用いた。No.1~5 は 14 階建てプレキャスト（以下、PCa）PC 造の事務所ビルを想定しており、負担面積は 15m×7m である。PCa 部材では、普通鉄筋が目地部で不連続となるために、普通鉄筋が無いものとして解析した。No.6~8 は 7 階建て PC 造の事務

表-1 解析部材断面諸元

No	部材	コンクリート			PC鋼材										普通鉄筋(SD345A)		せん断補強筋(SD295A)		$\lambda_1$	q	$\sigma_{gp}/F_c$
		b	D	$F_c$	配置			$f_{py}$	$d_{p1}$	$d_{p2}$	$d_{p3}$	$q_{ps}$	$P_e$	配筋		配筋					
		mm	mm	N/mm <sup>2</sup>	1段目	2段目	3段目	N/mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	kN	上端筋	下端筋	上端筋	下端筋				
1	梁	600	1000	60	24-φ15.2	10-φ15.2	24-φ15.2	1600	150	500	850	0.36	7658	—	—	—	—	2-D13@100	1.00	0.358	0.213
2		600	1000	60	22-φ15.2	—	22-φ15.2	1600	150	—	850	0.27	5810	—	—	—	—	2-D13@100	1.00	0.271	0.161
3		600	1000	60	22-φ15.2	—	22-φ15.2	1600	250	—	750	0.27	5810	—	—	—	—	2-D13@100	1.00	0.271	0.161
4		600	1000	60	14-φ15.2	—	14-φ15.2	1600	250	—	750	0.17	3697	—	—	—	—	2-D13@100	1.00	0.173	0.103
5		600	1000	60	10-φ15.2	—	10-φ15.2	1600	250	—	750	0.12	2641	—	—	—	—	2-D13@100	1.00	0.123	0.073
6		700	1100	30	24-φ12.7	24-φ12.7	—	1580	420	710	—	0.32	5408	7-D25	7-D25	3-D13@100	0.86	0.324	0.234		
7		700	1100	30	24-φ12.7	24-φ12.7	—	1580	650	850	—	0.32	5408	7-D25	7-D25	3-D13@100	0.86	0.324	0.234		
8		650	1000	30	14-φ12.7	14-φ12.7	—	1580	430	660	—	0.22	3155	5-D25	5-D25	2-D13@100	0.83	0.224	0.162		
9		550	1000	30	14-φ12.7	14-φ12.7	—	1580	320	680	—	0.26	3155	4-D25	4-D25	2-D13@100	0.86	0.265	0.191		
10		550	1000	30	7-φ12.7	7-φ12.7	—	1580	320	680	—	0.13	1577	4-D25	4-D25	2-D13@100	0.76	0.132	0.096		
11		550	1000	30	7-φ12.7	—	—	1580	680	—	—	0.07	789	4-D25	4-D25	2-D13@100	0.61	0.066	0.048		
12		550	1000	30	10-φ12.7	10-φ12.7	—	1580	320	680	—	0.19	2253	2-D22	2-D22	2-D13@100	0.91	0.189	0.137		
13	柱	900	950	60	3-φ36	2-φ36	3-φ36	1080	150	475	800	0.17	4860	—	—	—	—	3-D13@100	1.00	0.171	0.095
14		900	950	60	3-φ32	2-φ32	3-φ32	1080	150	475	800	0.14	3838	—	—	—	—	3-D13@100	1.00	0.135	0.075
15		900	950	60	2-φ32	2-φ32	—	1080	225	725	—	0.07	1919	6-D32	6-D32	4-D13@100	0.65	0.104	0.037		

b：部材断面の幅，D：部材断面のせい， $F_c$ ：コンクリートの圧縮強度， $f_{py}$ ：PC 鋼材降伏応力， $d_{p1}$ ， $d_{p2}$ ， $d_{p3}$ ：それぞれ 1~3 段目 PC 鋼材の梁上縁からの距離， $q_{ps}$ ：PC 鋼材のみの鋼材係数（以下、PC 鋼材係数）（部材断面に作用する力のうち PC 鋼材が負担する力の割合）， $P_e$ ：有効プレストレス力， $\lambda_1$ ：プレストレス率（全 PC 鋼材と引張側普通鉄筋を降伏とした引張力の和に対する全 PC 鋼材降伏時の引張力の比率），q：鋼材係数（部材断面に作用する力のうち PC 鋼材と普通鉄筋が負担する力の割合）， $\sigma_{gp}/F_c$ ：緊張材によって生じる軸応力度をコンクリート圧縮強度  $F_c$  で除した値で、柱部材では外力としての軸力は考慮していない。

なお、PC 鋼材配置において、例として「24-φ15.2」は、7本より PC 鋼より線φ15.2を24本を使用することを示す。

\*1 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 大学院生（正会員）

\*2 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 准教授 Ph.D.（正会員）

\*3 近畿大学 建築学部建築学科 教授 工博（正会員）

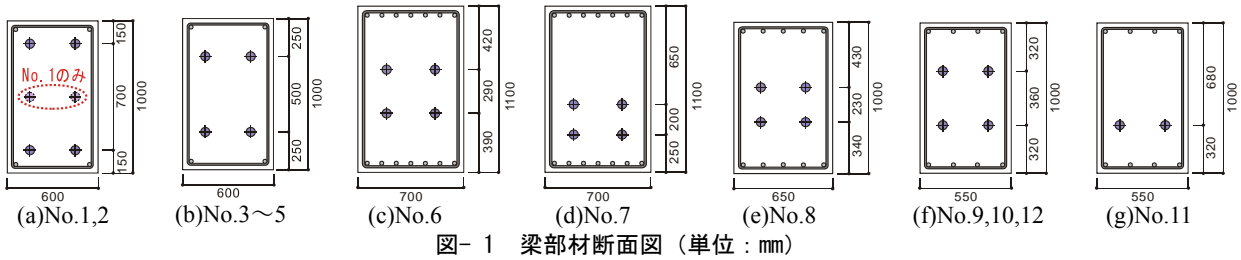


図-1 梁部材断面図 (単位: mm)

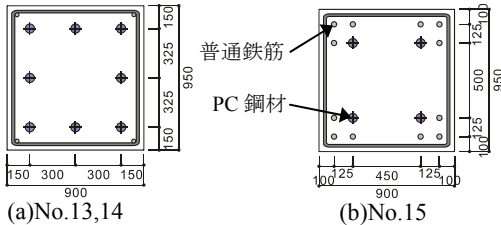
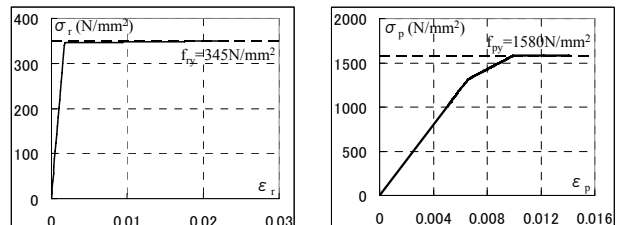
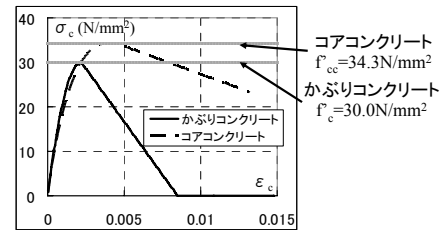


図-2 柱部材断面図 (単位: mm)



(a)普通鉄筋

(b)PC鋼材



(c)コンクリート

図-3 材料の応力 - ひずみ関係 (No. 6 の例)

所ビルを想定しており、負担面積は 15m×6m である。また、No.9～12は現行 PC 規準<sup>1)</sup>設計例の梁断面である。No.13～15は柱部材であり、PC 鋼材には丸鋼を用い、PC 鋼材の緊張力による軸力を除いて、外力による軸力比を 0.3 とした。No.13, 14 は既出の 14 階建て事務所ビルのそれぞれ 1F, 4F の柱である。PCa 部材で、梁同様普通鉄筋を無視して解析した。また、No.15 は No.13, 14 をベースとした PRC 部材である。なお表-1 では、 $\lambda_1$  を「全 PC 鋼材と引張側普通鉄筋を降伏とした引張力の和に対する全 PC 鋼材降伏時の引張力の比率」としている。

## 2.2 解析プログラム

岸本ら<sup>3)</sup>によって開発された平面保持を仮定した断面解析プログラムを使用し、下端引張として解析した。ただし、PC 鋼材は完全付着ではなく、中塚らによるひずみ適合係数 F 値<sup>4)</sup>を用いて付着の度合いを表現しており、厳密には緊張材は平面保持が成立しない。なお、解析では、F 値を PC 鋼より線は 0.8、丸鋼は 0.5 とした。

普通鉄筋、PC 鋼材、コンクリートの材料の応力 - ひずみ関係は文献 5) および 6) に示された式を用いた。図-3 に、例として No.6 で用いた各材料の応力 - ひずみ関係を示す。コアコンクリートの圧縮強度  $f'_{cc}$  は文献 6) の中

塚らの拘束モデルを用いて 34.3MPa とした。

## 2.3 曲げ部材の限界状態に関する条件

表-2 は文献 7) を再掲したものである。既に鉄筋コンクリート (以下、RC) 建築物の梁部材で一般的と考えられる判断基準を PC 梁部材にも適用できるように修正を加えたものであり、現在日本建築学会で検討対象となっている。表-2 では普通鉄筋および PC 鋼材の基準に「僅かな降伏を許容」、残留ひび割れ幅に「0.2~1mm 程度以下」など、判断基準に幅を持たせた部分があり、実際に性能設計をする場合には、設計者自身の判断に委ねられることになる。そこで、本論文では表-2 を参考に、表-3 に示す特定の条件を性能評価の基準として解析を行っ

表-2 曲げ部材の限界状態の目安

限界状態	具体的な損傷の状態 (以下のすべてを満足)						残留変形	残留ひび割れ幅
	$\lambda$	普通鉄筋	PC 鋼材		コンクリート ( $\sigma_B$ : 設計基準強度)			
			付着が良い	付着が悪い	一般の曲げ部材	その他		
使用限界	1~0.75	僅かな降伏を許容	弾性範囲	弾性範囲	0.9 $\sigma_B$ 以下	0.75 $\sigma_B$ 以下	ほぼゼロ	0.2 mm 程度以下
	0.75~0.5		0.2% オフセット耐力点以下		(14/15 $\lambda + 0.2$ ) $\sigma_B$ 以下			
	0.5 <		弾性範囲		2/3 $\sigma_B$ 以下			
修復限界 I	降伏を許容		僅かな降伏を許容	弾性範囲	軽微なかぶりコンクリートの圧壊を許容		1/400 程度以下	0.2~1 mm 程度以下
修復限界 II	主筋が座屈しないこと		降伏許容	僅かな降伏を許容	コアコンクリート部分が健全であること		1/200 程度以下	1~2 mm 程度以下
安全限界	主筋が破断しないこと		破断しないこと	降伏を許容	コアコンクリートに圧壊が生じないこと			—

表- 3 本論文での曲げ部材の限界状態

限界状態	具体的な損傷の状態(以下のすべてを満足)				
	普通鉄筋	PC 鋼材 (付着が悪い)	コンクリート	残留変形	残留ひび割れ幅
使用限界	弾性範囲	弾性範囲	$\lambda_t > 0.75$ では、 $0.9 \sigma_B$ 以下 $0.75 > \lambda_t > 0.5$ では、 $(14/15 \lambda + 0.2) \sigma_B$ 以下 $0.5 > \lambda_t$ では、 $2/3 \sigma_B$ 以下	1/2000 程度以下	0.2 mm程度以下
修復限界 I	降伏を許容	弾性範囲	かぶりコンクリートの圧縮強度時 ひずみを超えないこと	1/400 程度以下	1.0 mm程度以下
修復限界 II	主筋が座屈しないこと	降伏を許容	コアコンクリートの圧縮強度時 ひずみを超えないこと	1/200 程度以下	2.0 mm程度以下
安全限界	ひずみが 10%以下	ひずみが 5%以下	コアコンクリートの $k_1 k_3$ が最大 となるひずみを超えないこと	-	

$k_1 k_3$ : コンクリート圧縮緑ひずみが終局ひずみ  $\epsilon_{cu}$  に到達したときの平均応力を表す係数  $k_1$  と標準シリンダー試験で得られた圧縮強度と部材内圧縮強度の違いを表す係数  $k_3$  の積

た。また、表- 3 では、表- 2 中の  $\lambda$  (PC 鋼材と普通鉄筋による曲げモーメントの和に対する PC 鋼材による曲げモーメントの比率) の代わりに、本論文で定める  $\lambda_t$  を用いている。なお、残留変形  $R$  の計算は、浜原らの提案式<sup>8)</sup>を用いた。残留ひび割れ幅  $W_{cr}$  の計算は、文献 8) および 9)\*1 を参考にした。

### 3. 解析結果

#### 3.1 モーメント-部材角関係

図- 4 に解析結果の代表例を示す。なお、横軸の材端回転角  $R$  は等価塑性ヒンジ長さを 1.0D と仮定し、曲率  $\phi$  に乗じた値である。ただし、弾性範囲では、この考え方は適切でなく、部材長さなどを仮定して、弾性理論に基づいた変形量を求めるべきであるが、ここではこうした煩雑さを避けるために等価塑性ヒンジ長さを 1.0D とした。凡例において、「かぶり使用限界」はかぶりコンクリートが使用限界に達すること、「かぶり  $f'_{cc}$ 」はかぶりコンクリートが修復限界 I に達すること、「コアコンクリート  $f'_{cc}$ 」はコアコンクリートが修復限界 II に達することとし、 $R(\cdot)$  の数値は残留変形の値、 $W_{cr}(\cdot)$  の数値は残留ひび割れ幅の値(単位: mm)を示す。また、4 本の縦点線は 4 つの限界状態(使用限界, 修復限界 I, 修復限界 II, 安全限界)に最初に到達したときの材端回転角を示す。

#### 3.2 限界状態を決定する要因

部材が 4 つの限界状態に至る最初の要因を表- 4 にまとめて示す。表中で、2 つの要因を示したものはほぼ同じ変形角で 2 つの要因に達したことを示す。

梁部材 (No.1~12) について、PCa 圧着部材の No.1~5 では、「かぶりコンクリートが使用限界に到達」することで、使用限界状態となった。現行 PC 規準設計例の No.9~12 については、鋼材係数  $q$  の値が小さくなると、「引張鉄筋が降伏」することで、使用限界状態となった。また、コンクリート強度の高い No.1~5 では、コンクリート強度が高いと断面力の釣合に必要な圧縮領域が小さくなり、中立軸深さが小さくなる。その結果、曲率が大きくなり、「かぶり使用限界」となる変形が大きくなった(終局時の中立軸深さ  $x_n$  を付表-1 に示している)。修復限界 I については、おおむね「かぶりコンクリートが圧縮強度時ひずみに到達する」ことで修復限界 I に達する結果となったが、PC 鋼材係数  $q_{sp}$  の小さい No.5 および No.11 では、PC 鋼材の負担する応力が大きくなり、「PC 鋼材降伏」によって修復限界 I に達した。修復限界 II については、おおむね「コアコンクリートが圧縮強度  $f'_{cc}$  に到達する」ことで、修復限界 II となった。プレストレス率  $\lambda_t$  が小さく、かつコンクリート強度が 30MPa と低い No.10, 11 は、PC 鋼材が少ないために、残留変形が大きくなることから、「残留変形が  $R(1/200)$  に到達する」ことで修復限界 II となった。安全限界については、使用した判断基準は、「普通鉄筋のひずみが 10%以下」、「PC 鋼材のひずみが 5%以下」および「 $k_1 k_{3max}$ 」の 3 つである。普通鉄筋および PC 鋼材のひずみがそれぞれ、10%、5% を超える材端回転角は  $R=4\%$  を超すため、すべての部材で「コアコンクリートが圧壊する ( $k_1 k_{3max}$  となる)」ことで安全限界となった。

柱部材 (No.13~15) について、柱には大きな軸力が作用し、コンクリートが負担する圧縮力が大きくなるため、コンクリートが各限界状態に達した。

表- 4 部材が 4 つの限界状態に至る最初の要因

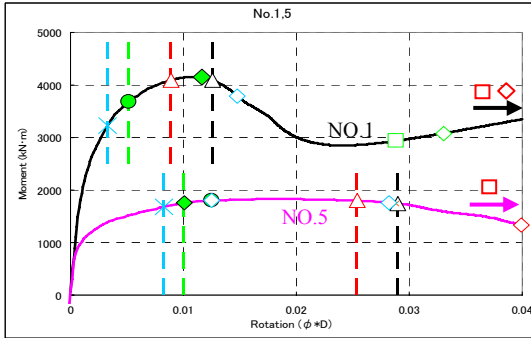
No	使用限界	修復限界 I	修復限界 II	安全限界
1	か使用	か $f_c$	コア $f'_{cc}$	$k_1 k_{3max}$
2	か使用	か $f_c$	コア $f'_{cc}$	$k_1 k_{3max}$
3	か使用	か $f_c$	コア $f'_{cc}$	$k_1 k_{3max}$
4	か使用	か $f_c$	コア $f'_{cc}$	$k_1 k_{3max}$
5	か使用	PC降	コア $f'_{cc}$	$k_1 k_{3max}$
6	か使用	か $f_c$	コア $f'_{cc}$	$k_1 k_{3max}$
7	か使用	か $f_c$	コア $f'_{cc}$	$k_1 k_{3max}$
8	引鉄降、か使用	か $f_c$	コア $f'_{cc}$	$k_1 k_{3max}$
9	引鉄降、か使用	か $f_c$	コア $f'_{cc}$	$k_1 k_{3max}$
10	引鉄降	か $f_c$	$R(1/200)$	—
11	引鉄降	PC降	コア $f'_{cc}$ 、 $R(1/200)$	—
12	引鉄降	か $f_c$	コア $f'_{cc}$	$k_1 k_{3max}$
13	か使用	か $f_c$	コア $f'_{cc}$	$k_1 k_{3max}$
14	か使用	か $f_c$	コア $f'_{cc}$	$k_1 k_{3max}$
15	か使用	か $f_c$	コア $f'_{cc}$	$k_1 k_{3max}$

か使用: かぶりコンクリートが使用限界に達すること, 引鉄降: 引張鉄筋が降伏ひずみに達すること, か  $f_c$ : かぶりコンクリートが圧縮強度時ひずみに達すること, PC降: PC 鋼材が降伏ひずみに達すること, コア  $f'_{cc}$ : コアコンクリートが圧縮強度時ひずみに達すること,  $R(1/200)$ : 残留変形が 1/200 に達すること,  $k_1 k_{3max}$ : コアコンクリートの  $k_1 k_3$  が最大となるひずみに達すること

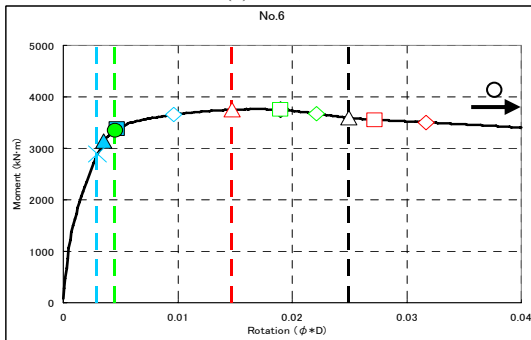
#### 4. 考察

4つの限界状態について、表-3に示す条件に達する材端回転角 $R$ とプレストレス率 $\lambda_t$ の関係を図-5に示す。

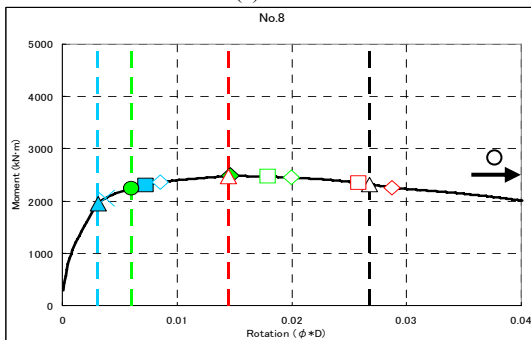
凡例		
◆	■	▲
◆	×	●
△	△	○
□	□	◇
◇	◇	◆
◆	◆	◆
◆	◆	◆



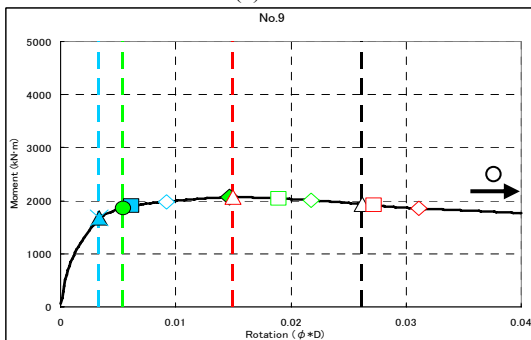
(a)No.1,5



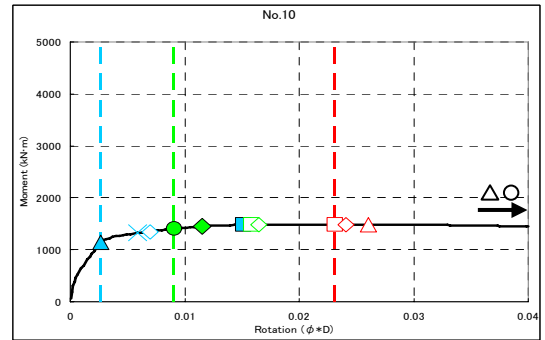
(c)No.6



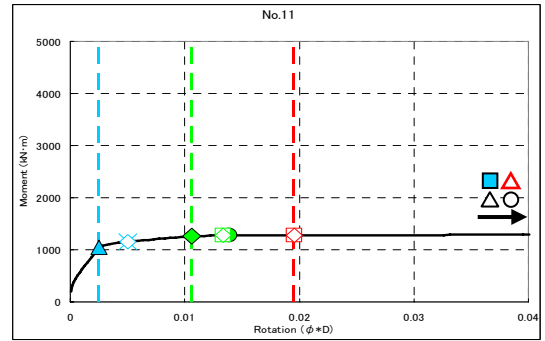
(d)No.8



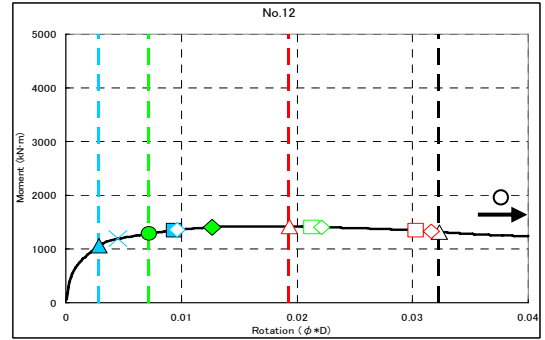
(e)No.9



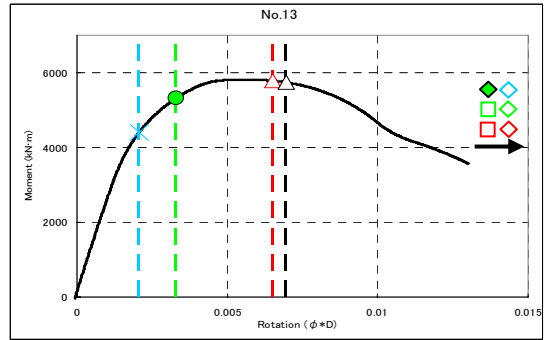
(f)No.10



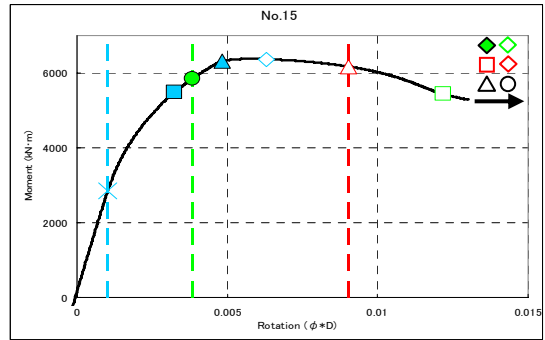
(g)No.11



(h)No.12



(h)No.13



(i)No.15

図-4 モーメント-材端回転角関係

表-4 から分るように、PC 部材の性能評価にはコンクリートの性能が支配的となる。そこで、本論文での解析結果から、実務レベルで使用できるような簡易な評価法を考える。

梁部材の簡易な評価基準を表-5 に示す。この簡易な評価基準には、①材端回転角のみで評価する基準、②(表-3 に比べ) 実務レベルでも使用できるような範囲で精査する場合の基準、の2つを示した。

①材端回転角のみで評価する基準について、4つの限界状態について各要因を満足するような材端回転角の区切りの良い値を考えると、使用限界は  $R=0.0025$  (図(a)中の点線)、修復限界 I は  $R=0.005$  (図中(b)の点線)、修復限界 II は  $R=0.01$  (図-5(c)中の点線)となる。(c)に示すように、No.1 のみが  $R=0.01$  を下回っているが、これは許容することとする。安全限界は  $R=0.02$  (図-5(d)中の点線)となる。ただし、(d)に示すように、No.1~3 では、安全限界が  $R=0.02$  を下回る。これは、PCa 部材では、圧縮力をコンクリートのみで負担するため、コアコンクリートに圧壊が生じやすくなるためである。そこで、PCa 部材で、かつ  $q_{sp}$  が 0.17 を超える梁部材は、安全限界を  $R=0.01$  とする。本論文では、安全限界が  $R=0.02$  を超える PCa 部材で  $q_{sp}$  が最大となるものは No.4 の  $q_{sp} = 0.17$  であったために、安全側を取って  $q_{sp}$  が 0.17 を超える梁部材とした。

②実務レベルでも使用できるような範囲で精査する場合の基準については以下のように判断する。使用限界は、「かぶり使用限界」、または「引張鉄筋降伏」によって限界状態に達しており、他の条件に到達するには十分に余裕がある。そこで使用限界は「かぶり使用限界」および「引張鉄筋降伏」を限界の判断基準とする。修復限界 I では、「かぶり  $f'_c$ 」、または「PC 鋼材降伏」が他の条件に先んじて限界状態に達していることから、修復限界 I の限界状態の判断基準は「かぶり  $f'_c$ 」および「PC 鋼材降伏」で評価することとする。修復限界 II については、 $\lambda_t > 0.8$  の場合「コアコンクリート  $f'_{cc}$ 」、 $\lambda_t < 0.8$  の場合  $R(1/200)$  および  $W_{cr}(2.0)$  で限界状態に達する傾向があることから、修復限界 II は  $\lambda_t > 0.8$  では「コアコンクリート  $f'_{cc}$ 」、 $\lambda_t < 0.8$  では「 $R(1/200)$ 」および「 $W_{cr}(2.0)$ 」を評価することとする。安全限界は、「 $k_1 k_{3max}$ 」が他の条件に比べて先行していることから、「 $k_1 k_{3max}$ 」を限界状態

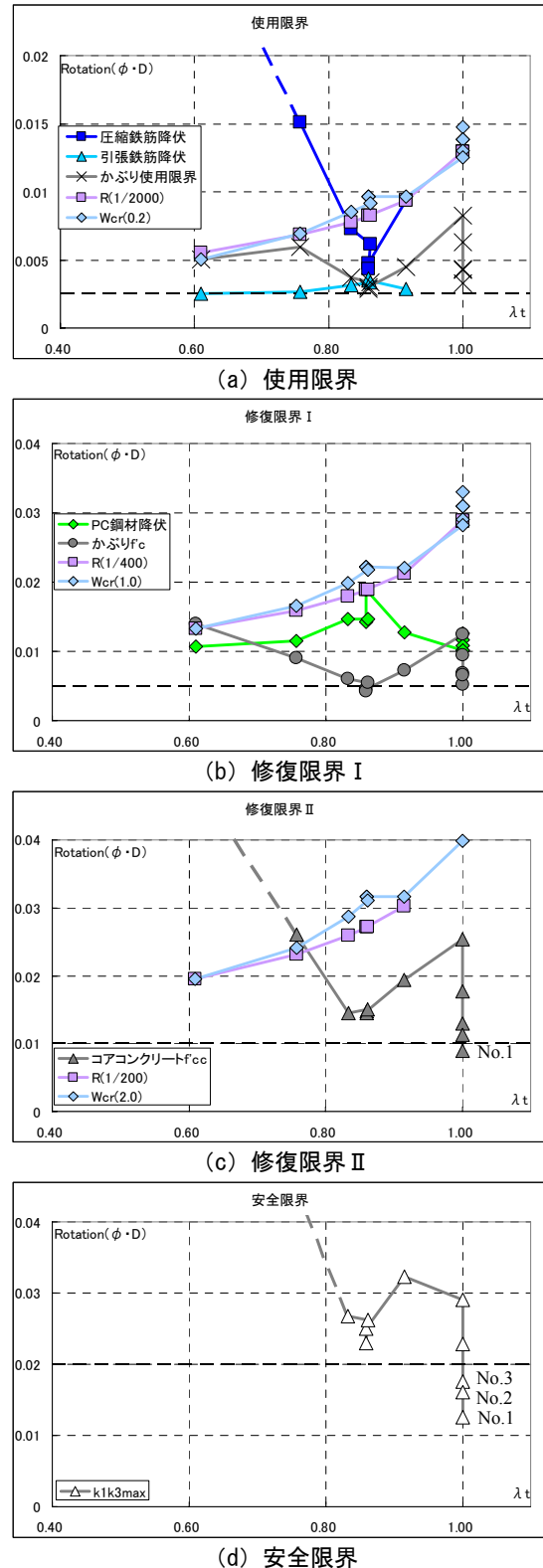


図-5 梁部材の各限界状態

表-5 梁部材の簡易評価基準

梁部材	判断基準	
限界状態	①材端回転角による簡易な基準	
使用限界	$R=0.0025$ 以下	
修復限界 I	$R=0.005$ 以下	
修復限界 II	$R=0.01$ 以下	
安全限界	その他	$R=0.02$
	PCa 部材かつ $q_{sp} > 0.17$	$R=0.01$
	②精査する場合の基準	
使用限界	「かぶり使用限界」および「引張鉄筋降伏」を評価	
修復限界 I	「かぶり $f'_c$ 」および「PC 鋼材降伏」を評価	
修復限界 II	$\lambda_t > 0.8$ : 「コアコンクリート $f'_{cc}$ 」を評価 $\lambda_t < 0.8$ : 「 $R(1/200)$ 」および「 $W_{cr}(2.0)$ 」を評価	
安全限界	「 $k_1 k_{3max}$ 」を評価	

の基準とする。

柱部材は、軸力が作用することから、部材変形が比較的小さい範囲でコンクリートが限界状態に達する。つまり、普通鉄筋および PC 鋼材の降伏、残留変形などコンクリート以外の要因で 4 つの限界状態に達することは、3 つの柱部材の解析ではなかった。しかし、解析対象とした柱部材は 3 体と少ないため、梁部材のような簡易な評価基準は明確にはできない。従ってここでは、柱部材の簡易な評価基準としては、コンクリートに関する限界状態を評価することにとどめる。

ここで、文献 9)\*2 および 10) に示されている RC 建物の各種限界状態における限界層間変形角を表-6 に示す。表-6 は表-5 に示す簡易な評価基準で用いている梁の材端回転角に近い値となっている。梁両端に塑性ヒンジを仮定して、層間変形角と梁の材端回転角を同義に捉えることとすると、PC 建物であっても、RC 建物と同じ層間変形角で限界状態を規定すればよいことになる。これは、同じ地震荷重に対して RC 建物よりも変形が大きくなりがちな PC 建物が、RC 建物と同じ層間変形角で限界状態が規定されることになり、PC 構造の持つ利点が十分に反映されないこととなるため、今後の検討課題と考えられる。

表-6 層の限界状態と限界層間変形角の標準値

限界状態	限界層間変形角	
使用限界	1/400	0.0025
修復限界 I	1/100	0.010
修復限界 II	1/75	0.013
安全限界	1/50	0.02

## 5. まとめ

曲げ変形が卓越する PC 部材の断面解析を行い、日本建築学会で検討されている材料レベルの限界状態決定条件を適用し、解析対象断面に対し、以下の知見を得た。

- 軸力とプレストレス力が同時に作用する柱や、プレストレス力が大きい梁では、コンクリートの圧縮力負担が大きくなり、PC 鋼材や普通鉄筋に先んじて、コンクリートが限界状態に達した。
- 煩雑な材料レベルの限界状態決定条件を使わずに、材端回転角のみで限界状態が決定できることを示した。しかし、かなり安全側の判断基準であるため、PC 建物の特性を十分活かすためには今後の検討が必要である。

## 謝辞

本報は、日本建築学会 PC 部材性能設計法小委員会および同 PC 耐震設計小委員会における活動の一環として行った解析について考察したものである。両委員会各委員から、貴重な意見を頂いた事を感謝致します。

## 付録

解析対象部材について、参考となる値を示す。

付表-1 解析部材断面諸元の補足

No	部材	$x_n$	$M_p$	$M_r$	$M_u$	$\lambda_1$	$\lambda$
		mm	kN·m	kN·m	kN·m	—	—
1	梁	358	4135	0	4135	1.00	1.00
2		271	3558	0	3558	1.00	1.00
3		271	3558	0	3558	1.00	1.00
4		173	2571	0	2571	1.00	1.00
5		123	1946	0	1946	1.00	1.00
6		473	2459	972	3430	0.86	0.72
7		473	3844	972	4815	0.86	0.80
8		314	1695	676	2371	0.83	0.71
9		349	1420	528	1949	0.86	0.73
10		217	855	575	1429	0.76	0.60
11		151	660	598	1258	0.61	0.52
12		224	1210	238	1448	0.91	0.84
13		448	2153	0	6017	1.00	1.00
14		414	1820	0	5947	1.00	1.00
15		418	924	1113	6129	0.85	0.45

$x_n$  : 普通鉄筋と PC 鋼材がすべて降伏したと仮定し、圧縮側コンクリートの圧縮合力との断面の釣合から求めた梁上縁からの中立軸までの距離、 $M_p$  : PC 鋼材の曲げ耐力寄与分、 $M_r$  : 普通鉄筋の曲げ耐力寄与分、 $M_u$  :  $M_p$  と  $M_r$  を合計した部材の曲げ耐力、 $\lambda$  :  $M_p$  と  $M_r$  の和に対する  $M_p$  の比率 ( $=M_p/(M_p+M_r)$ )

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説 1998 年改定
- 2) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート (III 種 PC) 構造設計・施工指針・同解説, 2003
- 3) 岸本一蔵, 大野義照：断面解析を用いたプレストレストコンクリート梁部材のエネルギー吸収能に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, 24 巻, 2 号, pp.643-648, 2002.6
- 4) 鈴木計夫, 中塚侑：繰り返し載荷をうける高靱性 PC はりの曲げモーメント-曲率関係についての解析的研究, 日本建築学会近畿支部梗概集, pp.153-156, 1979.6
- 5) 日本建築学会：コンクリート構造 (PC, PRC) 部材の靱性設計手法と耐震架構への応用, 2.3.7 項 図 2.3-10 pp.72-80, 1997.9
- 6) 日本建築学会：プレストレスト (鉄筋) コンクリート構造部材の設計法—現状と将来—, 1.2.1 項 表 1.2.1 pp.10, 2000.4
- 7) 日本建築学会 PC 部材性能設計法小委員会：PC 部材の構造性能評価指針 (案)・同解説 (2010 年 8 月版) 6 章 各種限界状態, 委員会資料, 2010.8
- 8) 日本建築学会：プレストレスト (鉄筋) コンクリート部材の終局性能評価法—考え方の基礎から最前線まで—, 式 (3.2.5) pp.59, 2005.1
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説, \*1 (解 5.12 式) pp.156, \*2 表 7.2.1 pp.63, 2004
- 10) 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, 9.4.1 項 pp.288, 1997