

プレストレストコンクリート構造物の 耐震安全性

岡 本 伸*

1. ま え が き

プレストレストコンクリート（以下 PC と略記）部材を常時荷重が支配的である構造物へ適用する場合の利点については、いまここで改めて述べるまでもなく、構造技術者、設計者の広く認めるところであり、PC 構造が 20 世紀になって実用化された構造材料であるにもかかわらず、大規模な建築構造物あるいは土木構造物に適用されてきたのは、このような利点によるものである。しかし PC 部材の主要耐震要素、例えば、剛接骨組み構造の柱、梁部材としての適性に関しては構造技術者の間で必ずしも未だ全面的な信頼性を獲得しているとはいえない。

その理由の一つとして、地震荷重のような正負繰返し荷重に対する PC 部材の力学的挙動に関する実験的・理論的な研究の蓄積が必ずしも十分でないことが指摘できるが、そのほかにも、PC 部材に特有な性質のうちのいくつかは、必ずしも耐震的な利点とはならないことが指摘できよう。

例えば、PC 部材は、ひびわれ荷重以上の外力が作用しても、圧縮側のコンクリートのひずみが著しく大きくならない限り、作用外力が除去されるとひびわれは閉じ、鉄筋コンクリート部材に比べて残留変形がきわめて小さく、高度な復元力を示す。この性質は、中小地震に対しては、地震後の構造物の健全性を保つ意味では有利な性質ではあるが、一方高度な復元力を示すということは、正負繰返し加力を受けた場合の荷重変形曲線のループ面積が小さくなること、すなわち履歴減衰が小さくなることを意味し、これは動的な応答を増大させる要因となる。

また、PC 部材は、鉄筋コンクリート部材に比べて、一般に大変形繰返し加力に対して断面の回転能力、あるいは、部材としての変形能力が劣ることが指摘されている。このような性質は、構造物の塑性変形によるエネルギー消費能力が問題となる大地震に対しては望ましい性質ではない。

以上述べたような PC 部材の性質は、従来、我が国で

慣用されているような、構造物の動的特性に無関係に一律に与えられた静的地震力をもとに強度設計を行うような耐震設計体系のもとでは、鉄筋コンクリート部材に比べて特に不利な取扱いを受けることにはならないが、構造物の動的応答特性、あるいは変形能力を考慮した耐震設計を行おうとした場合には、鉄筋コンクリート構造物に比べて不利な取扱いをせざるを得なくなる。

例えば、1973 年の SEAOC の規準¹⁾においては、塑性変形能力が期待できる鉄筋コンクリート造のダクトイルフレームの場合には設計用水平力係数 K の値を標準値 1.0 の 64% に低減できることになっているが、PC 構造の場合には、このようなダクトイルフレームとしての設計を行うためには、特別な実験、研究が必要である旨のコメントが付記されており、PC 部材を含むフレーム構造を設計する場合の K 値は、基準値 1.0 をとることが要求されている。

また、1976 年のニュージーランド荷重規準²⁾においては設計用水平力を、構造物の周期と地域に応じて決まるベースシア係数 C に、重要度係数 I 、構造形式種別係数 S 、構造材料係数 M 、危険度係数 R を乗じて求めるように規定しているが、構造材料係数としては、鉄筋コンクリート構造 1 に対して PC 構造の場合には 1.2 をとるように規定しており、これは主として、履歴減衰が小さくなることによる応答の増大を考慮したものであることが文献 2) に示されている。

しかし PC 部材の地震荷重に対する上述のようないくつかの欠点は、耐震部材として必ずしも致命的なものではなく、最近の研究によれば、適切な補強を行えば、変形能力の点でも耐震的に優れた建築構造物が設計し得ることが明らかにされつつある。

我が国の耐震設計体系も、別稿で述べたように、従来の強度設計の考え方から、構造物の動的応答特性、変形能力を考慮した設計へと移り変わる時期にきている。本稿では、PC 造建築構造物の動的応答性状、塑性変形能力を中心に、PC 造建築物の耐震安全性について述べる。

2. 建築構造物の耐震安全性の評価

建築構造物の耐震設計法あるいは耐震性能評価手法と

* 建設省建築研究所第 4 研究部住宅建設研究室長

して最近次のようなものが提案されている。

- 1) 建設省建築研究所：既存鉄筋コンクリート造建物の耐震性判定基準³⁾
- 2) 日本建築学会：地震荷重案⁴⁾
- 3) 建設省建築研究所：新耐震設計法案⁵⁾
- 4) 建設省，特殊建築安全センター：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準⁶⁾

これらの新しい提案に共通する考え方は，現行の地震荷重（設計用水平震度 0.2）をもとに設計された建物の耐震安全性をその保有耐力と変形能力をもとに評価しようとする考え方である。

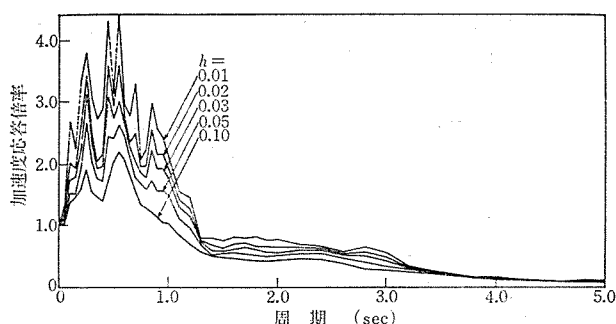


図-1 El Centro 1940 (NS) のスペクトル

構造物が地震動に対して弾性的に挙動した場合に，その構造物に生ずる最大応答加速度の値は，構造物の固有周期および減衰の大きさに左右される。図-1 は，1940年に El Centro 地震波 (NS 成分) に対する 1 質点系の弾性応答加速度スペクトルを示すものであり，縦軸は地動加速度に対する応答加速度の倍率を示してある。

特に高層の建物でない限り固有周期は 0.3~0.8 秒程度であり，減衰定数 0.2~0.5% の範囲で考えると応答倍率は，1.5~3.5 程度となる。勿論応答スペクトルは記録地震波によっても異なるが，上述の範囲の建物に対する応答倍率は，平均的に考えて，3.5 程度の値をとっておけばまず安全側と考えられよう。

一方，地動加速度の最大値としては，1971 年の San Fernando 地震の時にパコイマダムで 1g の加速度が記録された例があるが，これは岩盤上での特殊な例であり，過去に大被害を与えた地震で強震記録のとれた代表的な地震の地動加速度の最大値を 表-1 に示す。表-2 は，再現期間を 100 年とした場合の地震基盤の最大加速度の期待値を極値統計理論を用いて求め，これをもとに各種固有周期の地盤の地表面における最大加速度の期待値を求めた尾崎博士らの研究結果である⁷⁾。表-1，表-2 から通常の建物とその耐用年限中に遭遇すると思われる地震動の最大加速度としては，300 gal 程度の値を考える必要があるであろうということになる。

これらのことを総合して考えた場合，構造物が破壊ま

表-1 記録地震波の地動最大加速度

地震名	発生年度	方向	最大加速度
El Centro	1940	NS	342 gal
八戸	1968	NS	225 gal
Managua	1972	EW	390 gal
宮城県沖	1978	NS	259 gal

表-2 再現期間を 100 年とした場合の地表面における最大加速度期待値

地盤の卓越周期 T_G (sec)	0.3	0.5	0.75	1.0
最大加速度期待値*1 (gal)	344.1	266.6	217.6	188.5

*1 文献 7) 図-6 の $\bar{\sigma} + \sigma$ の曲線より求めた基盤における速度値に対応した値

で弾性的に挙動する場合には，予測される地動加速度の 3~4 倍程度の地震力，すなわち $0.3g \times 3.5 = 1.0g$ に相当する水平力に対して構造物を設計しておかなければ安全とはいえなくなる。

しかし，このように弾性的に予測される最大限の入力に対して被害を生じないように構造物を設計することは経済的な観点からは非現実的であり，実際の設計においては，構造物の塑性変形による地震エネルギーの消費能力に期待して設計地震力のレベルを決めることになる。

構造物の塑性変形能力に期待した設計をする場合には構造物が地震動を受けた場合の応答変形が，構造物の塑性変形能力以内に収まるか否かの検討が必要となる。

弾性的に挙動するコンクリート系構造物の各種地震動に対する応答変形を推定するために上述したいくつかの提案の中で用いられている考え方は，エネルギー一定の考え方である。すなわち，図-2 に示すように，完全弾塑性型の復元力特性 OCD を持つ 1 質点系が地動を受けた場合その最大応答変位時 (δ_r) に貯えられるエネルギー (図の \square OCDE の面積) は，最大弾性応答変位時 ($\delta_{r,D}$) に貯えられるエネルギー (\triangle OAB) の面積と大略等しくなるという考え方であり，具体的には次式により応答変位 (または応答塑性率) を推定することができ

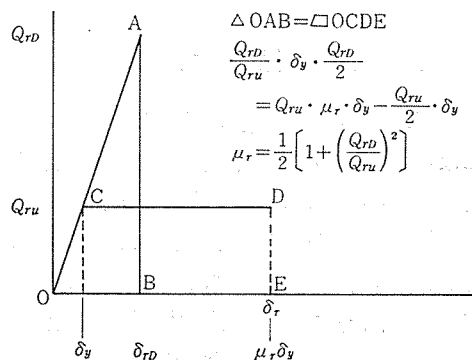


図-2 エネルギー一定の考え方

耐震安全性

る。

$$\mu_r = \delta_r / \delta_y = \frac{1}{2} \left[1 + \left(\frac{Q_{rD}}{Q_{ru}} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

Q_{rD} : 弾性応答層せん断力

Q_{ru} : 降伏 (保有) 層せん断力

(1) 式は、完全弾塑性型あるいは弾塑性劣化剛性型の復元力特性を持つ固有周期 0.3~2.7 秒の 1 質点系の弾塑性応答変位のほぼ上限を与えることが Blume らの解析結果によって示されている (図-3 参照)⁹⁾。

日本建築学会・地震荷重案 (第 1 案) は、このような考え方を多層建築物各層の応答塑性率の推定にも適用しようとするものである。すなわち、表-3 に示すような方法で求めた建物各層の弾性応答層せん断力 Q_{rD} と建物各層の保有耐力 Q_{ru} から、大地震時に建物各層に要求される応答塑性率 μ_r を (1) 式によって求め、 μ_r が構造種別ごとに別に定められた許容塑性率 μ_a 以下であること、および、(1) 式をもとに計算される建物各層の応答層間変位角 (δ_r/h_r ; h_r は建物各層の高さ) および全体変形角 ($\sum_{r=1}^n \delta_r / \sum_{r=1}^n h_r$; n は層数) がそれぞれ 1/125 および 1/150 という許容変形限界を上回らないことを確かめることによって耐震安全性の評価を行おうとするものである。

一方、(1) 式より応答塑性率 μ_r が許容塑性率 μ_a を超えないための条件を求めると (2) 式のようになる。

$$Q_{ru} \geq \frac{Q_{rD}}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \dots\dots\dots (2)$$

別稿で述べる「建築基準法耐震関連規定改正試案」のもとになった新耐震設計法案においては、(2) 式における弾性応答層せん断力を、せん断力係数で表わした $Q_{rD}/\Sigma W$ の値を 1.0 とし、さらに減衰定数を考慮した (3) 式によって大地震時に、建築物に要求される保有耐力係数のレベルを設定している。

$$Q_{ru \cdot req} / \Sigma W = \frac{1.5}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \dots\dots\dots (3)$$

3. PC 造建築物の保有耐力

PC 構造が、我が国の建築の分野で本格的に用いられるようになったのは昭和 30 年前半である。昭和 35 年に建設省告示第 223 号によって、16m 以下の建築物に対しては、PC 構造が自由に適用できるようになり、昭和 36 年には日本建築学会「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」⁹⁾ (以下「PC 規準」と略す) が発刊され、同種構造の設計技術が広く一般に普及されるようになった。

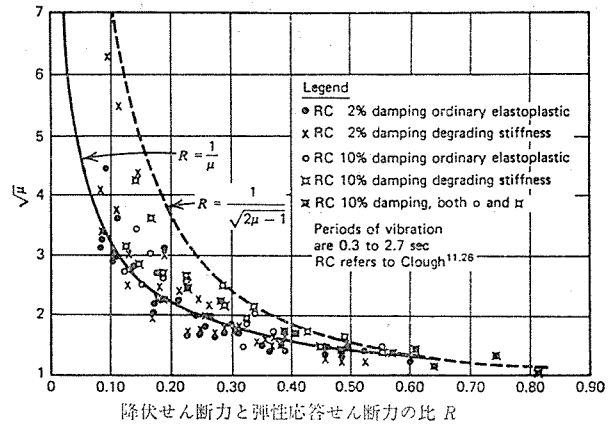


図-3 1940 El Centro N-S 地震波に対する応答塑性率と降伏せん断力比の関係

表-3 弾性応答層せん断力の算出法 (地震荷重第 1 案による)

$$Q_{rD} = \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=r}^n m_j \cdot \beta_i \cdot u_{ij} \cdot \omega_i \cdot V_D}^2$$

- m_j : j 層の質量
- β_i : i 次の刺激係数
- u_{ij} : j 層の i 次固有円振動数
- ω_i : i 次の固有円振動数
- k : 考慮すべきモードの最大次数
- n : 層数

V_D : 設計用速度応答値で次式で与えられる

$$V_D = Z \cdot G \cdot S \cdot D \cdot V_0$$

Z : 地域係数

G : 地盤種別により定まる係数で表-3(a)による

S : 建物各次の固有周期 T と地盤の限界周期 T_c により定まる値で次式より求める。ただし T_c は表-3(a)による。

$$S = 1.0 \quad T/T_c \geq 1.0$$

$$S = T/T_c \quad T/T_c < 1.0$$

D : 建物の減衰性により定まる係数で振動次数によらず表-3(b)で与えられる

V_0 : 基準速度応答スペクトル値で 85 cm/sec とする

表-3(a)

表-3(b)

地盤種別	T_c (sec)	G	構造種別	D
第 1 種	0.3	1.0	純鉄骨	1.0
第 2 種	0.5	1.2	RC, PC ラーメン	0.8
第 3 種	0.8	1.5	RC, PC 壁式	0.8
第 4 種	1.2	2.0	S R C	0.8

昭和 36 年に制定された PC 規準は、耐震設計に関して他規準と若干異なった方針を採用していた。すなわち、鉄筋コンクリート構造・鉄骨構造などでは、建築基準法に規定する地震荷重による応力を基に許容応力度設計を行うことを規定しているが、PC 規準では建築基準法に規定する地震荷重による応力の 1.5 倍に、長期応力を組み合わせた短期応力よりも断面の曲げ終局強度が上回ることを検査する一種の終局強度設計を行う方針を採用していた。

以後、PC 構造技術の普及に伴い、高層建物に用いら

表-4 PC 建築年度別・用途別・構造別・施工件数・延べ面積資料

各欄左側が施工件数, 右側が延べ面積 (×10³m²)

年 度	昭 35	昭 36	昭 37	昭 38	昭 39	昭 40	昭 41	昭 42	昭 43	昭 44	昭 45	昭 46	昭 47	昭 48	昭 49	計	件数	延べ面積 (千 m ²)
(用 途 別)																		
事 務 所	15 6.4	22 35.4	21 1.1	19 13.2	15 16.6	30 53.0	24 22.4	31 21.4	35 20.2	24 21.7	24 50.7	14 37.6	10 10.1	21 25.4	9 4.3	314	339.5	
住 宅	1 —	1 —	3 1.8	4 —	10 0.1	1 —	9 9.9	17 17.2	2 3.2	35 28.0	5 14.5	2 0.5	6 3.7	8 0.9	12 6.3	116	86.1	
店 舗	3 1.1	3 4.4	2 3.8			10 7.2	6 7.9	12 60.8	10 27.9	3 11.7	3 3.5	4 3.9	14 25.7	4 4.3	5 3.3	79	165.0	
工 場	23 22.8	35 126.8	11 37.8	21 91.0	46 91.6	19 35.0	19 70.0	21 49.2	16 32.3	22 44.2	15 53.3	15 37.9	6 9.0	8 4.5	20 59.7	297	785.1	
倉 庫	3 1.3	4 0.4	4 14.6	3 5.7	5 20.0	12 3.0	8 41.7	4 0.8	4 6.1	6 3.9	6 8.0	6 18.0	4 14.8	3 18.2	7 9.2	79	165.7	
車 庫	9 4.3	3 3.5	3 —		1 0.4	2 1.8	5 9.4	1 0.9			1 1.8		1 5.6		5 0.6	31	28.3	
上 家	1 0.1	3 1.2	5 1.3	8 1.6	8 3.1	7 4.6	5 1.2	15 10.4	16 12.6	15 7.1	10 10.6	12 12.8	19 21.4	20 21.2	34 39.5	178	146.7	
発電所・変電所	27 32.1	19 20.7	24 31.5	11 4.8	7 1.1	4 2.9	5 4.0	1 1.1								98	98.2	
校 舎	1 —	5 1.4	3 2.3	4 3.6	13 21.2	11 14.9	20 54.8	16 21.7	10 11.0	9 9.2	15 27.5	10 23.0	8 3.4	13 20.9	13 8.4	151	223.3	
駅 舎	6 —		3 1.1	17 1.7	13 —		1 1.7	4 0.6	2 0.1	2 1.0					8 2.8	56	9.0	
庁 舎		2 3.1	3 4.4		1 45.5	1 —	4 3.2	5 1.7	7 3.5	2 0.6	2 2.4	11 20.4	7 12.0			45	96.8	
体 育 館		2 2.8	3 11.1	2 2.1		11 20.9	7 5.6	12 6.9		1 0.6	2 5.8	2 1.0	5 11.8	6 8.8	3 1.0	56	78.4	
市民館・集会場	2 —			1 1.8			5 16.5	8 7.4	12 15.4	5 11.9	4 1.8	2 16.8	5 15.5	9 19.8	9 2.4	63	109.3	
図書館・展示場				2 1.3		4 3.8			1 4.6	1 0.2	3 11.1		1 1.5	1 0.4	1 —	14	22.9	
ボウリング場				4 23.8	1 —	3 6.2	8 10.9	14 26.0	10 15.4	44 125.9	53 193.9	87 360.1	26 91.2			249	853.4	
下水処理場	1 —							1 103.0			1 0.9	4 7.1	1 8.0	4 6.7	4 —	16	125.7	
そ の 他	104 3.8	56 177	35 24.6	34 5.0	97 17.7	75 26.1	49 10.7	68 35.0	34 18.4	44 7.1	67 19.1	79 30.0	91 33.2	63 29.5	81 10.3	997	288.2	
計	196 71.9	155 217.4	120 135.4	130 155.6	217 217.3	190 179.4	175 269.9	250 363.6	159 190.7	213 273.1	211 404.9	248 569.1	204 266.9	160 160.6	211 147.8	2 839	3 623.6	
(構 造 別)																		
平 屋	12 42.6	37 108.4	5 9.4	21 12.4	12 14.0	21 31.4	21 20.1	41 30.9	26 44.1	23 16.9	25 43.9	18 23.1	36 33.4				(308)	(430.6)
2 階		8 20.5	5 4.6	7 46.8	11 47.4	14 25.4	35 95.0	45 59.1	20 23.3	41 82.9	34 98.6	55 186.4	35 48.2				(310)	(738.2)
3 階	1 0.5	1 3.0	2 9.1	5 16.1	5 10.5	11 25.6	13 53.6	20 30.9	15 31.3	13 43.2	32 127.2	43 178.1	19 44.8				(180)	(573.9)
4 階	2 3.3	2 4.8	1 20.7	2 8.3	4 12.2	9 17.4	10 18.7	5 8.0	7 18.2	15 52.7	11 40.2	15 76.2	13 55.9				(96)	(336.6)
5階以上	1 1.8	1 20.3			6 53.0	6 25.6	4 8.4	6 21.7	10 22.1	5 31.1	12 54.1	14 53.5	8 30.9				(73)	(322.5)
計	16 48.2	49 157.0	23 43.8	35 83.6	38 137.1	61 125.4	83 195.8	117 150.6	78 139.0	97 226.8	114 364.0	145 517.2	111 213.2			(967)	(2 401.8)	

【注】 1) プレストレストコンクリート工業協会 (昭和 48 年以降は同建設業協会) 編 “プレストレストコンクリート” 昭和 34~50 年版資料による

2) 同上資料中 面積の記載なきものがあるため, 工事件数と面積は必ずしも対応しない

3) 昭和 33, 34 年分は建築物に対する資料なく, また, 昭和 48 年分以降は構造別資料なし

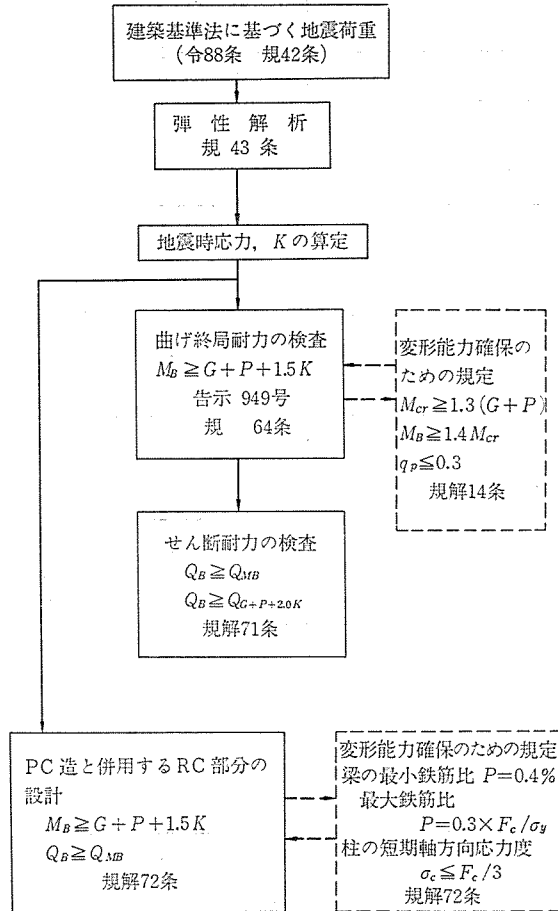


図-4 PC 造建築物の現行設計体系

れる機会が多くなり、昭和 48 年には建設省告示第 949 号によって、前記告示第 223 号に規定されていた 16m 制限が撤廃され、高層建物にも自由に PC 構造が適用できるようになった。昭和 50 年には、この間の設計技術・研究の進歩をとり入れ、PC 規準の大幅な改定が行われた。

新規準においても前述の終局強度設計手法は、そのまま踏襲されたが、さらに PC 構造と混用される鉄筋コンクリート（以下、RC と略す）部分にも同様に終局強度設計を適用すること、変形能力確保のための種々の規定などが新しく設けられた（図-4 参照）。

上述のような設計方針のもとで、現在まで数多くの PC 造建築物が作られてきた。表-4 は、多少古い資料ではあるが、昭和 35~48 年に建設された PC 造建築物の用途別、構造別の施工件数および延べ面積をプレストレストコンクリート建設業協会（昭和 48 年以前は同工業協会）の統計をもとにまとめたものである。用途別の集計欄には、スラブ、小梁などの 2 次部材として PC 部材が用いられているような場合を含むものである。このうち主要耐震要素として PC 部材が用いられているの

表-5 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震性判定基準の概要

	合 否 の 条 件	算 定 方 法
1 次 判 定	$R_w \geq 2N$ かつ 5 cm/m^2 (7 階建以下) $R_w \geq N+6 \text{ cm/m}^2$ (7 階建以上) ここに、 N : 検討する階より上部にある階数に 1 を加えた数	$R_w = \frac{l_{wx} \text{ または } l_{wy}}{A_f}$ l_{wx}, l_{wy} : x または y 方向のラーメン内に含まれる壁長さ (cm) A_f : その階の床面積 (m^2)
2 次 判 定	$S_B = \frac{\Sigma Q}{\Sigma W} \times \alpha \geq q_{B0}$ ΣQ : その階の水平耐力 ΣW : その階より上部の重量 α : 地下室の有無・ひびわれ状況・構造計画の良否などを考慮した補正係数	$\Sigma Q = \Sigma Q_c + \Sigma Q_w = 5 \times \left(1 + \frac{A_c}{A_c + A_{w1} + A_{w2} + A_{w3}} \right) A_c$ $+ 30 A_{w1} + 20 A_{w2} + 10 A_{w3}$ A_c : その階の柱の断面積の和 (cm^2) A_{w1} : その階の両側柱付壁の断面積の和 (cm^2) A_{w2} : その階の片側柱付壁の断面積の和 (cm^2) A_{w3} : その階の両側とも柱のついていない壁の断面積の和
3 次 判 定	$S_B = Q_c + Q_w$ a) $S_B \geq q_{B0}$ b) $1.0 q_{B0} \geq S_B \geq 0.6 q_{B0}$ の場合は、代表的柱について $Q_1 < Q_2$ なら合格 c) $0.6 q_{B0} \geq S_B \geq 0.45 q_{B0}$ かつ $S_B \geq 0.3$ の場合 $P_w \geq \frac{1.25Q/\beta b D - F_c/20}{1200} + 0.002$ なら合格、ただし、 $h_0 \geq 3D$ のとき $\beta = 2$, $h_0 < 3D$ のとき $\beta = 1.5$ d) $0.45 q_{B0} > S_B > 0.3 q_{B0}$ かつ $S_B \geq 0.25$ $P_w \geq \frac{1.25Q/\beta b D - F_c/20}{1200} + 0.002$ なら合格、ただし、 $h_0 \geq 3D$ のとき $\beta = 1$, $h_0 < 3D$ のとき $\beta = 0.75$	Q_c : その階の各柱の Q_1, Q_2 のうち小なるものとの和、ただし Q_1 は曲げ耐力、 Q_2 はせん断耐力 Q_w : その階の各壁の Q_{w1}, Q_{w2} のうち小なるものとの和、ただし Q_{w1} は曲げ耐力、 Q_{w2} はせん断耐力

[注] q_{B0} : 弾性応答せん断力係数に相当する値で、特に資料のない場合は 1.0 とする (弾性応答倍率 3 程度、地動加速度 300 gal 程度を想定していることになる)

は 967 件であるが PC 部材が鉛直耐震要素として用いられている例はごく少数で、そのほとんどが、大スパンを構成する梁部材に PC 部材を用い、鉛直耐震要素である柱、耐震壁などは鉄筋コンクリート造とした、RC, PC 併用構造である。

文献 3) の耐震性判定基準は、表-5 に示すように主として鉛直耐震要素の水平強度をもとに、既存鉄筋コンクリート造建築物の保有耐力を推定し耐震安全性を判定しようとするもので、特に、2 次判定および 3 次判定における S_B 値は、鉛直耐震要素の水平耐力から計算した建物の保有耐力係数を示すものであり、鉛直耐震要素として主として鉄筋コンクリート部材が用いられている PC 造建物の保有耐力係数がどの程度のものであるかを

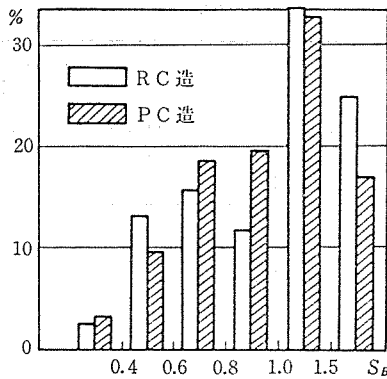


図-5 PC 造建物の保有耐力係数

推定するのに適用可能と思われる。

そこで、表-4 に示したプレストレストコンクリート建設業協会の統計において PC 構造をラーメン構造に適用した 967 棟の約 10% に相当する 97 棟の PC 造建物について、上記の S_B 値を調査した結果を図-5 に示す。図-5 は 97 棟の建物の x, y 方向合計 194 ケースの S_B 値を示すものであり、2 次判定合格の場合には、2 次判定用の S_B 値を、2 次判定不合格のものについては、3 次判定用 S_B 値を示すものである。同図には、既存の鉄筋コンクリート造建物について、同様な調査を行った結果をあわせて示してある。 $S_B \geq 0.6$ 以上のものは全体の約 88%、 $S_B \geq 0.8$ のものは全体の約 70% である。 S_B が 0.4 以下のものはわずかに 3% 弱である。PC 構造は大スパン建物に適用されることが多く、鉄筋コンクリート造建物に比べて保有耐力係数が小さいのではないかという印象を受けるが、図-5 に見る限り、PC 造建物の保有耐力係数の分布は、RC 造建物のそれと比べて顕著な差異は認められない。これは、PC 造建物の場合には、大スパン架構を意識して、周辺フレームあるいは付属している鉄筋コンクリート造部分に十分な耐震壁を配置することにより余剰耐力の確保につとめている結果と思われる。

そこで、次に現行の耐震設計体系のもとに壁の全くない純ラーメン構造とした場合の保有耐力係数を図-17 に示したモデル A の建物の PC 梁を含む 1 構面を対象に求めてみよう (文献 4) 参照。

崩壊メカニズム：各節点に連なる柱の終局耐力時の曲げモーメントの和 $\sum_c M_u$ と梁の終局耐力時曲げモーメントの和、 $\sum_B M_u$ を設計断面をもとに計算し、その小さい方の部材に降伏ヒンジが生ずるものとして崩壊メカニズムを求めると 図-6 のようになる。

仮想仕事法の適用：図-6 の崩壊メカニズムに対して、逆三角形分布の外力のもとで点線で示したような仮想仕事を与えると、各降伏ヒンジはそれぞれ θ の回転をすることになる。したがって外力のなす仕事と内力のな

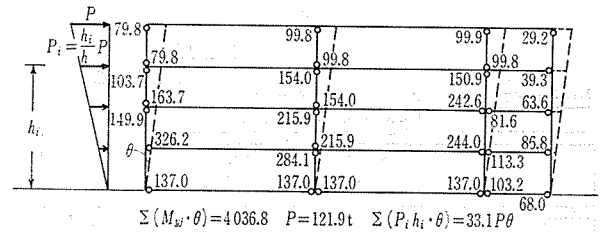


図-6 崩壊メカニズム

表-6 PC 純ラーメン架構の保有耐力

階	ΔW (ton)	Q_{ru}	$Q_{rul} \Delta W$
4	248	121.9	0.492
3	475	214.2	0.451
2	708	276.9	0.391
1	948	310	0.327

す仕事の和が等しいという条件、すなわち $\sum (P_i h_i \cdot \theta) = \sum (M_{uj} \cdot \theta)$ (M_{uj} は降伏ヒンジの曲げ降伏モーメント) より P_i を求めることができる。

表-6 には上述の方法により求めた各層の保有耐力係数を示す。表-6 に見られるように、現行の設計体系 (ほぼ等分布で 0.3 の震度による地震力に対して終局強度設計) による純ラーメン構造の保有耐力係数の値は、この場合で約 0.33、一般に 0.35 前後の値となる。

4. PC 造建築物の弾塑性応答性状

4.1 PC 部材の復元の特性

PC 部材は 1 で述べたように鉄筋コンクリート部材に比べ残留変形が小さく高度の復元力を示す。図-7 は¹⁰⁾、PC 部材と鉄筋コンクリート部材の復元力特性を比較したもので、これは、表-7 に示すような主筋を有する T 形断面の梁に、単純支持形式で 2 点荷重を行った時のスパン中央のたわみを示すものであり、SP が PC 部材、S4D が鉄筋コンクリート部材、SP 2D、SP 4D は、普通鉄筋を持つ PC 部材である。図-7 をもとに最大変形 δ_{max} と回復変形 $\delta_{max} - \delta_x$ との関係を図示すると図-8 のようになる。同図には、残留変形 $\delta_x = \alpha \delta_{max}$ とし、 $\alpha = 0.2 \sim 0.8$ に相当する直線も同時に示してある。PC 部材である SP 試験体の場合には、最大変形時でも残留変形は $0.2 \delta_{max}$ 以下であり非常に復元力が良いが、RC 部材である S4D の場合には、最大変形時の残留変形が $\delta_x \geq 0.8 \delta_{max}$ となり、除荷しても変形の 8 割以上は復元しない。SP 2D、SP 4D の場合には両者の中間的な性状を示す。

一般に PC 部材は、地震に対しては、PC 鋼材のほかに普通鉄筋を配筋するのが普通である。図-9 は、このような断面が正負繰返し加力を受けた場合の復元力特性

耐震安全性

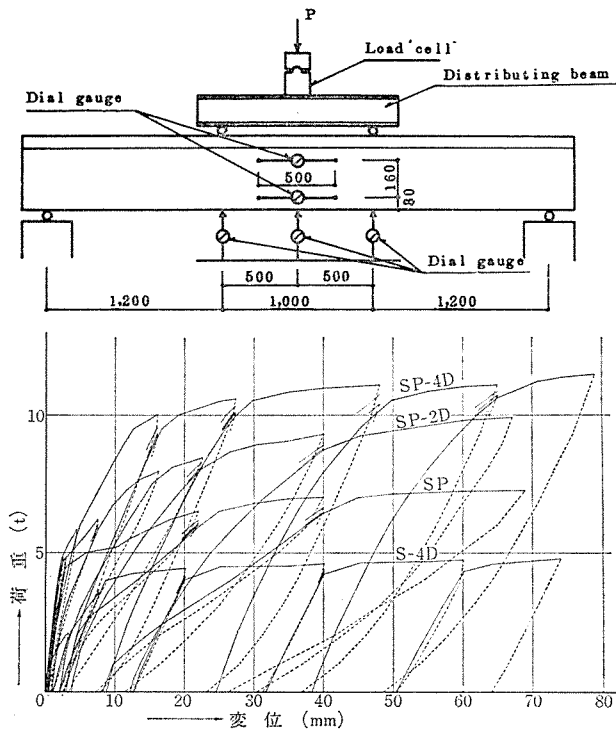


図-7 PC 部材と鉄筋コンクリート部材の荷重-変形曲線の比較

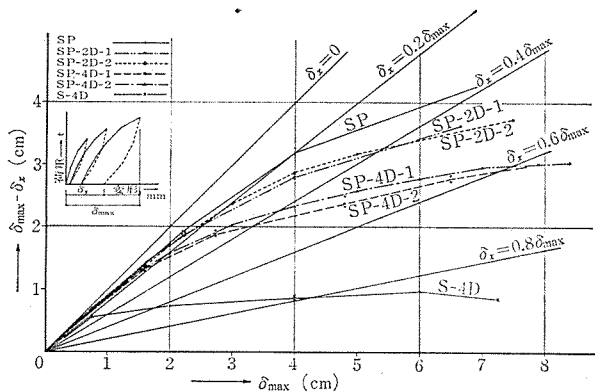


図-8 PC 部材と RC 部材の復元力特性の比

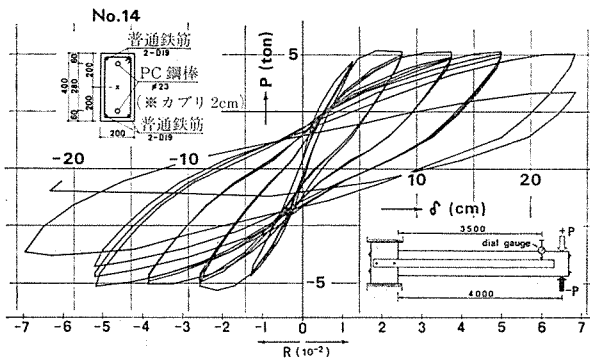


図-9 正負繰返し加力を受けた PC 部材の復元力特性

表-7

試験体記号	主筋	プレストレス力 (ton)
SP	12.4φ ストランド	11.7
SP 2D	12.4φ ストランド+2-D10	11.7
SP 4D	12.4φ ストランド+4-D10	11.7
S 4D	4-D10	0

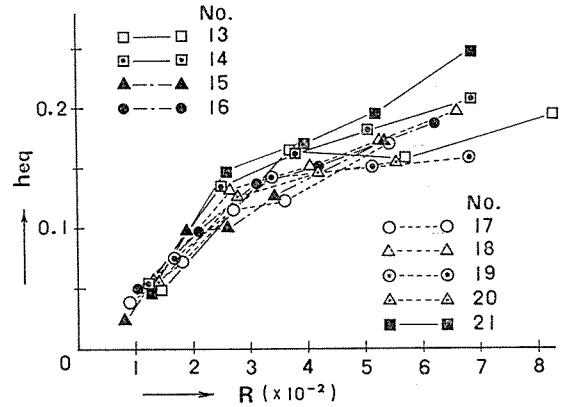


図-10 PC 部材の等価粘性減衰定数

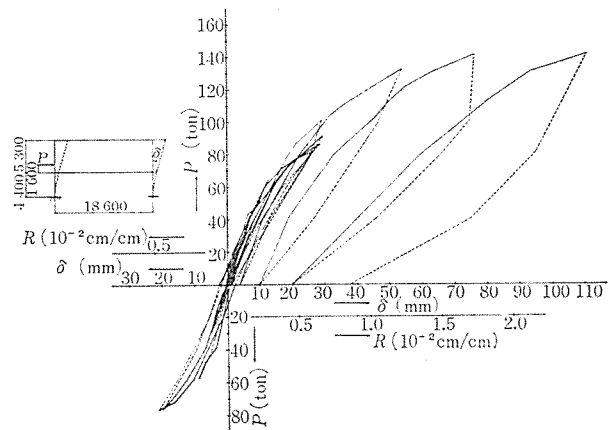


図-11 PC 造実施建物の復元力特性

に関する実験結果の一例であり¹¹⁾、最大荷重計算値の90%の時の変形、 δ_y を基準に、 δ_y 、 $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ 等、各3回の繰返し加力を行ったものである。このような実験結果から等価粘性減衰定数 h_{eq} を求め図示したのが図-10である。部材角 1/100、1/50 および 1/20 に対して h_{eq} の値はそれぞれ 5%、10%、および 15% 程度、 δ_x/δ_{max} は、0.1、0.2、0.25 程度の値となる。鉄筋コンクリート部材の場合には、1/100 程度の部材角では、 h_{eq} の値は 10% 以上、 δ_x/δ_{max} の値も 0.5 以上となり、PC 部材の場合には、明らかに、同じ変形に対する荷重変形曲線の描くループの面積、すなわち履歴減衰は小さくなる。

図-11 は、柱、梁ともにプレキャスト PC 部材を用いた 2 層の実大フレーム（実施建物の一部）の水平加力実

験より得られた1層の荷重変形曲線である¹²⁾。この場合層間部材角 1/100 の変形時の h_{eq} , および δ_x/δ_{max} の値はそれぞれ 12%, および 0.2 となり, いずれも部材実験の場合の2倍程度の値となっている。実際の建物においては PC 部材は, 梁部材として使われ, 柱, 耐震壁などは鉄筋コンクリート部材となることが多く, 残留変形はさらに大きくなるものと思われる。

4.2 履歴減衰が動的応答性状に及ぼす影響

PC 部材は, 以上見てきたように, RC 部材に比べて残留変形が小さくなるため, 履歴減衰が小さくなり, 動的応答が大きくなることが予測される。そこで, 建物各層の復元力特性を, 図-12 に示すように, 残留変形 OA

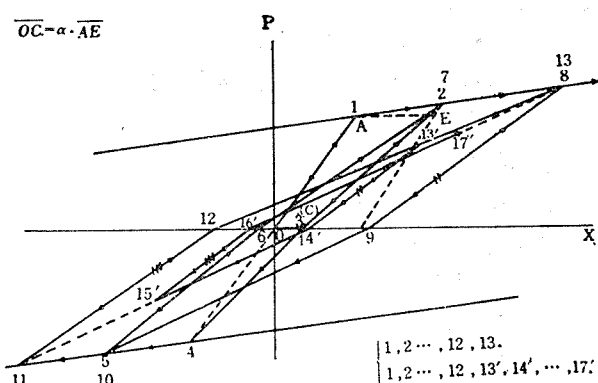


図-12 PC 造建物の復元力特性のモデル化

が塑性変形量 AE の 1 次関数として, $OA = \alpha \cdot AE$ という形で与えられるようにモデル化して, α をパラメータとして, 履歴減衰の大小が動的応答性状にどのような影響を与えるかを検討してみた。すなわち, $\alpha = 1.0 \rightarrow 0$ と小さくなるほど, ループ面積が小さく, その結果履歴減衰が小さくなる。

応答モデルとしては, 図-17 に示す建物モデル A およびモデル B の二つを対象とした。これらはいずれも文献 9) の付録に示されている純ラーメン構造設計例の PC 梁を含む方向の 1 構面をとり出してモデル化したものである。

最大加速度を 300 gal とした 4 種の地震波に対する応答解析結果より, 図-13 に $\alpha = 0.0, 0.5$ および 1.0 とした場合の各層の最大層間変位を示す。また, 図-14 には, $\alpha = 1.0$ の時の各層の最大層間変位を基準として, α による応答の増大の割合を示す。

実際の PC 造建物の復元力特性は, 柱, 耐震壁などの鉛直耐震要素が鉄筋コンクリート造であることを考慮すると $\alpha = 0.5$ 前後と考えられる。鉄筋コンクリート造建物の復元力特性が $\alpha = 1.0$ の場合に相当するものとするれば PC 造建物の場合, RC 造建物よりも 15% 程度応答

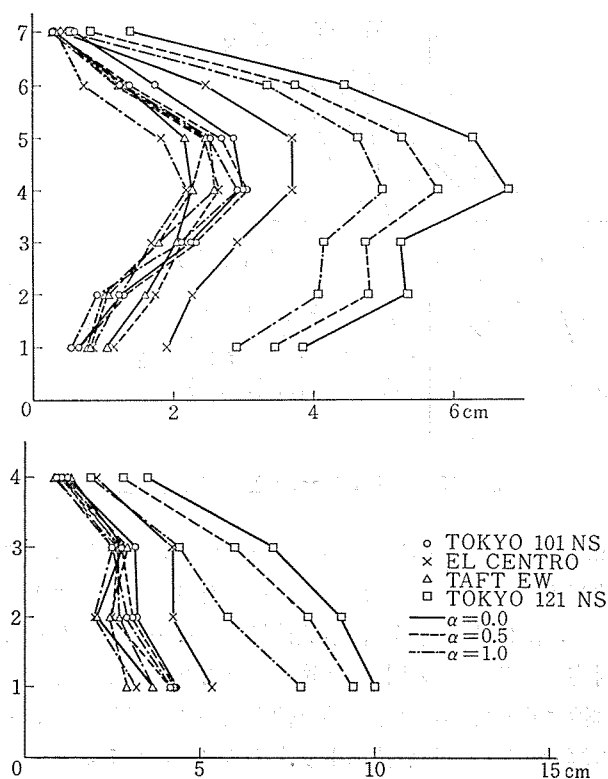


図-13 PC 型復元力特性による弾塑性応答解析結果

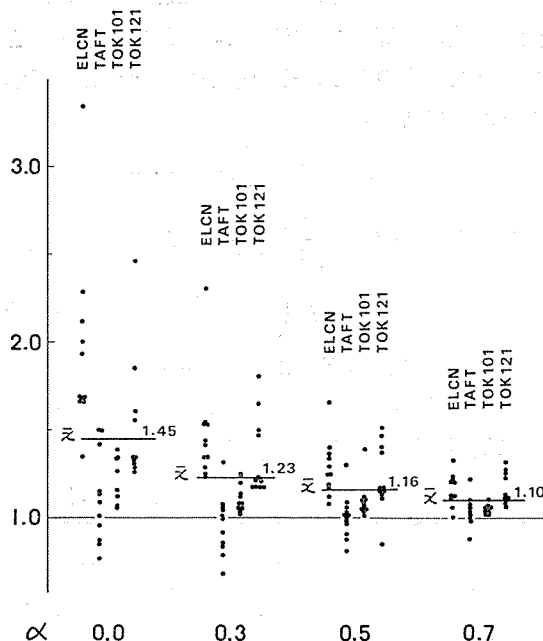


図-14 α による応答の増幅率

変位が増大する傾向にあるといえる。

4.3 PC 部材の塑性剛性の評価

設計された建築物の耐震安全性を評価する目的で, しばしば, 時刻歴応答解析が行われる。時刻歴応答解析を行うための建物各層の復元力特性としては, 図-15 に示すような降伏後剛性が次第に低下する Degrading・Tri

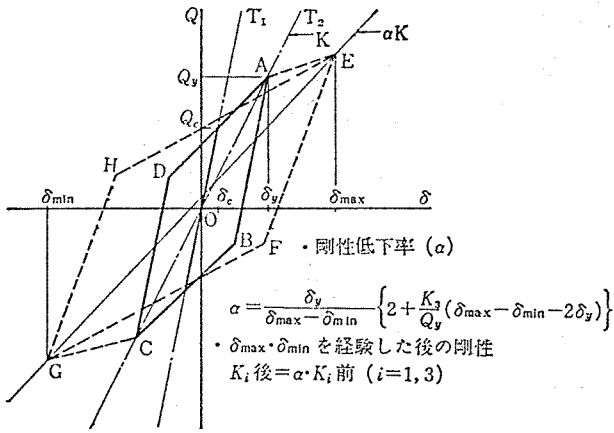


図-15 D-Tri linear 型の復元力特性

linear 型の復元力特性が用いられている。この場合、降伏耐力 Q_{ru} は、例えば、3 で述べた仮想仕事法により求め、降伏時の変形は、崩壊機構時のモーメント分布に対応した各部材の剛性低下率 α_i をもとめ、これを弾性剛性に乗じて得られる塑性剛性を用いて、通常のフレーム解析あるいはD値法により求めることになる。

PC 部材のように明確な降伏現象を示さない部材の降伏点剛性をどのように求めるかに関しては、問題のあるところであるが、筆者は、文献 4) において、PC 部材の降伏点剛性の略算法を提案した。詳細は文献 4) を参照していただくものとし、その結果だけを整理して示すと次のとおりである。

$$m_y = M_y / bD^2 F_c = q' - \frac{k_2}{k_1 k_3} q^2 \dots\dots\dots (3)$$

$$k_y = K_y / bD^3 F_c = \left[\frac{1}{3} \left(\frac{q}{k_1 k_3} \right)^2 + 7 \left\{ p_s \left(r_s - \frac{q}{k_1 k_3} \right)^2 + p_r \left(r_r - \frac{q}{k_1 k_3} \right)^2 \right\} \right] \dots\dots\dots (4)$$

$$k_0 = K_0 / bD^3 F_c = E_c / 12 F_c \dots\dots\dots (5)$$

$$m_{cr} = M_{cr} / bD^3 F_c = (\beta + 0.117) / 6 \dots\dots\dots (6)$$

・柱降伏型の場合の剛性低下率

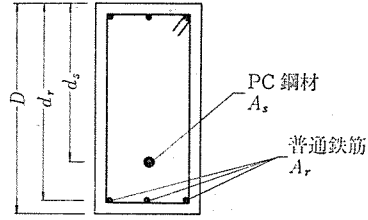


図-16 PC 部材断面

$$\alpha_y = \frac{1}{1 + \frac{(1-\xi)^2}{(1-\mu)} (\kappa-1)} \dots\dots\dots (7)$$

・梁降伏型の場合の剛性低下率

$$\alpha_y = \frac{1}{1 + (1-\xi)(\kappa-1)} \dots\dots\dots (8)$$

〔記号〕 (図-16 参照)

$$q_s = A_s \cdot f_s / bDF_c \quad (q_s^* = A_s f_s / b d_s F_c)$$

$$q_r = A_r \cdot f_r / bDF_c \quad (q_r^* = A_r f_r / b d_r F_c)$$

$$r_s = d_s / D$$

$$r_r = d_r / D$$

$$q = q_s + q_r \quad (q^* = q_s^* + q_r^*)$$

$$q' = q_s r_s + q_r r_r$$

$$\beta = P_e / bDF_c$$

$$p_s = A_s / bD$$

$$p_r = A_r / bD$$

$$\mu = m_{cr} / m_e$$

$$\xi = m_{cr} / m_y$$

$$\kappa = k_0 / k_y$$

m_e : 柱降伏型の場合の梁端モーメント $M_e / bD^2 F_c$

P_e : 有効プレストレス力

F_c : コンクリート設計基準強度

f_s : PC 鋼材規格降伏点強度

f_r : 普通鉄筋規格降伏点強度

現行の日本建築学会 PC 設計・施工規準では、PC 鋼材が規格降伏点応力度に達する時に、コンクリートの圧縮縁ひずみが終局ひずみ 2.5% に達するものとしてい

表-8 剛性低下率計算値と実験値との比較

試験体 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
q_N	0.206	0.238	0.300	0.174	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282
q_N^*	0.282	0.317	0.396	0.235	0.394	0.394	0.396	0.396	0.396
q_N'	0.153	0.182	0.231	0.132	0.204	0.204	0.203	0.203	0.203
q_A	0.235	0.269	0.312	0.183	0.298	0.298	0.335	0.335	0.335
q_A^*	0.323	0.360	0.414	0.249	0.418	0.418	0.472	0.472	0.472
$m_y \cdot N$	0.132	0.153	0.186	0.117	0.165	0.165	0.163	0.163	0.163
$m_u \cdot T$	0.170	0.179	0.191	0.130	0.172	0.174	0.191	0.193	0.208
$m_y \cdot N / m_u$	0.78	0.85	0.97	0.90	0.96	0.95	0.85	0.84	0.78
$m_{cr} \cdot N$	0.037	0.037	0.038	0.034	0.048	0.047	0.047	0.048	0.048
$\alpha_y \cdot 1$	0.53	0.61	0.68	0.50	0.49	0.53	0.51	0.51	0.51
$\alpha_y \cdot 2$	0.20	0.17	0.13	0.23	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
$\alpha_y \cdot T$	0.52	0.49	0.43	0.41	0.49	0.53	0.55	0.61	0.69

〔注〕 サフィックス N: 材料の規格値による値
A: 材料の実強度による値

る。この仮定に基づけば、次式より k_y の値を計算してもよいことになる。

$$k_y = m_y / \varphi_y \cdot D \dots\dots\dots (9)$$

ここに、

$$\varphi_y \cdot D = 2.5 \times 10^{-3} k_1 k_3 / q$$

しかし、一般に PC 鋼材の規格降伏点強度は、実降伏点強度の 85~90% 程度であり、実際に設計された部材にあって PC 鋼材が規格降伏点強度に達する時のコンクリートの圧縮側縁ひずみは 2.5% よりはるかに小さくなるものと思われるので、上記提案においては、(9) 式を用いずに (2) 式で降伏点剛性を求めることにした。

表一8 には、材料の規格強度をもとに計算した曲げ終局耐力時の剛性低下率の計算結果と実験結果の比較を示す。 α_{y1} は (3)~(8) 式を用いて計算した値、 α_{y2} は

(4) 式のかわりに $k_1 k_3 = 1.0$ として (9) 式を用いて計算した値、 α_{yT} は、ほぼ核半径の位置に PC 鋼材を有し、かつ鉄筋比にして 0.7~1.1% 程度の普通鉄筋を有する単純支持 PC 梁の中央集中、単調加力実験¹³⁾ から得られた梁中央たわみ実測値を弾性たわみ計算値で除して得られた剛性低下率を示す。同表より明らかなように、応答解析用復元力特性モデル化のための降伏点剛性は (1)~(8) の略算式で十分近似できると考えてよい。また、 k_y の計算に (9) 式を用いると剛性低下を過大に評価することになることがわかる。

4.4 PC 造建物の弾塑性応答性状

表一9~13 には、PC 造建物を D-Tri 型の復元力特性を持つ純せん断型の質点系に置換して弾塑性応答解析を行い、各層の最大層間変位角を求めたものである。復

表一9 モデルA諸元および弾塑性応答解析結果

純ラーメン構造 $T_1=0.74$ $T_2=0.236$ $T_3=0.125$ $h=5\%$							δ_r/H_r				II**
							I*				
階	W	$Q_{cr}/\Sigma W$	$Q_{ru}/\Sigma W$	$Q_{rD}/\Sigma W$	K_1 (t/cm)	K_2/K_1	EL CENTRO (300 gal)	TAFT (300 gal)	TOKYO 101 (300 gal)	TOKYO 120 (300 gal)	
4	248	0.29	0.58	1.08	110.5	0.39	1/477	1/512	1/416	1/192	1/146
3	227	0.19	0.42	0.97	120.4	0.35	1/176	1/221	1/150	1/89	1/80
2	233	0.19	0.39	0.85	142.9	0.31	1/304	1/209	1/132	1/76	1/76
1	240	0.13	0.32	0.71	167.9	0.30	1/193	1/158	1/127	1/78	1/89

[注] * 弾塑性応答解析結果
** 地震荷重第1案による最大層間変位角

表一10 モデルB諸元および弾塑性応答解析結果

純ラーメン構造 $T_1=0.798$ $T_2=0.263$ $T_3=0.144$ sec $h=5\%$							δ_r/H_r				II
							I				
階	W (ton)	$Q_{cr}/\Sigma W$	$Q_{ru}/\Sigma W$	$Q_{rD}/\Sigma W$	K_1 (t/cm)	K_2/K_1	EL CENTRO (300 gal)	TAFT (300 gal)	TOKYO 101 (300 gal)	TOKYO 120 (300 gal)	
7	69.6	0.57	0.96	1.19	86.8	0.29	1/946	1/1000	1/1061	1/1061	1/361
6	71.2	0.28	0.32	1.10	73.8	0.38	1/493	1/294	1/304	1/238	1/125
5	72.1	0.18	0.38	1.01	72.4	0.38	1/188	1/136	1/146	1/140	1/79
4	73.3	0.15	0.29	0.92	79.4	0.42	1/166	1/100	1/117	1/60	1/62
3	76.7	0.13	0.32	0.83	93.6	0.42	1/205	1/146	1/170	1/125	1/73
2	76.7	0.18	0.29	0.74	114.4	0.40	1/398	1/205	1/365	1/103	1/83
1	85.8	0.18	0.39	0.64	161.2	0.24	1/643	1/446	1/726	1/161	1/190

表一11 モデルC諸元および弾塑性応答解析結果

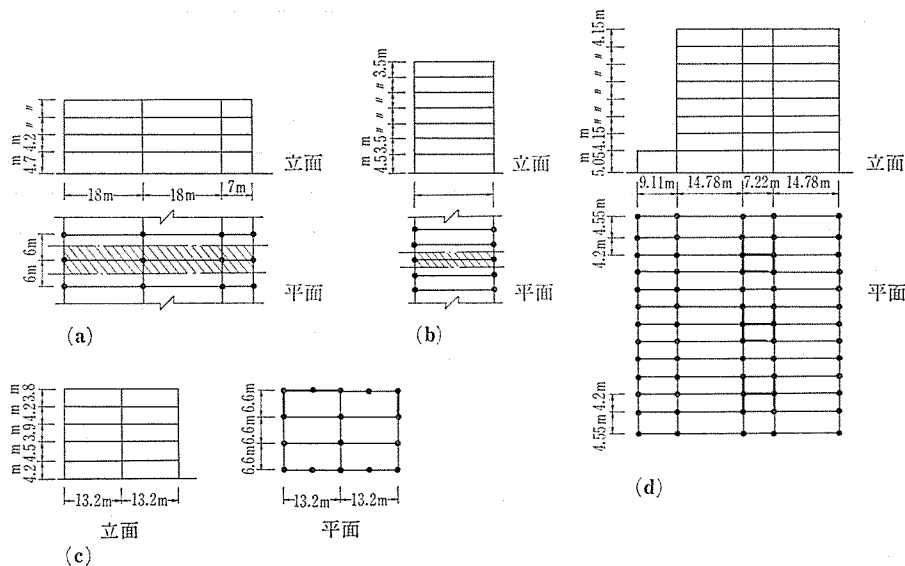
耐震壁付き純ラーメン構造 $T_1=0.535$ $T_2=0.166$ $T_3=0.088$ sec											δ_r/H_r				II
											I				
階	W	$Q_{cr} \cdot W / \Sigma W$	$Q_{cr} \cdot F / \Sigma W$	$Q_{ru} \cdot W / \Sigma W$	$Q_{ru} / \Sigma W$	$Q_{rD} / \Sigma W$	K_1	K_2/K_1	K_3/K_1	K_4/K_1	TOHOKU UNIV. 1FL-NS (258.2 gal)	TOHOKU UNIV. 1FL-EW (202.6 gal)	OROSHI MACHI (316.5 gal)	EL CENTRO (326 gal)	
5	966.1	0.24	0.35	—	0.63	0.64	695.3	0.29	—	0.07	1/345	1/400	1/253	1/304	1/306
4	745.4	0.23	0.29	0.35	0.42	0.58	990.5	0.20	0.06	0.04	1/171	1/269	1/131	1/243	1/253
3	732.4	0.17	0.27	0.32	0.43	0.64	1327.4	0.24	0.07	0.05	1/159	1/279	1/125	1/220	1/219
2	722.8	0.15	0.23	0.28	0.34	0.69	1451.1	0.26	0.07	0.04	1/147	1/271	1/125	1/214	1/170
1	663.9	0.14	0.22	0.29	0.38	0.64	2137.0	0.34	0.09	0.06	1/240	1/457	1/213	1/347	1/230

表—12 モデル C' 諸元および弾塑性応答解析結果

純ラーメン構造 $T_1=1.013$ $T_2=0.331$ $T_3=0.168$ sec $h=5\%$							δ_r/H_r				
							I			II	
階	W	$Q_{cr}/\Sigma W$	$Q_{ru}/\Sigma W$	$Q_{rd}/\Sigma W$	K_1 (t/cm)	K_2/K_1	TOHOKU UNIV. 1FL-NS (258.2 gal)	EW (202.6 gal)	OROSHI MACHI (316.5 gal)	EL CENTRO (326 gal)	
5	966.1	0.22	0.54	0.64	242.5	0.24	1/142	1/260	1/138	1/238	1/147
4	745.4	0.11	0.25	0.58	225.8	0.24	1/44	1/88	1/42	1/84	1/69
3	732.4	0.14	0.30	0.64	348.0	0.21	1/82	1/150	1/83	1/141	1/66
2	722.8	0.12	0.23	0.69	397.3	0.19	1/90	1/169	1/81	1/162	1/48
1	663.9	0.14	0.29	0.64	795.3	0.19	1/212	1/553	1/183	1/532	1/104

表—13 モデル D 諸元および弾塑性応答解析結果

耐震壁付きラーメン構造 $T_1=0.910$ $T_2=0.312$ $T_3=0.212$ sec $h=2\%$									δ_r/H_r		
									I	II	
階	W	$Q_{cr.1}/\Sigma W$	$Q_{cr.2}/\Sigma W$	$Q_{ru}/\Sigma W$	$Q_{rd}/\Sigma W$	K_1	K_2/K_1	K_3/K_1	EL CENTRO (300 gal)	HACHI NOHE (300 gal)	
9	3 687	0.41	0.66	0.99	0.79	2 245	0.29	0.16	1/446	1/662	1/274
8	2 527	0.35	0.42	0.61	0.68	3 254	0.29	0.10	1/335	1/553	1/252
7	2 501	0.23	0.40	0.48	0.61	3 958	0.23	0.10	1/199	1/255	1/240
6	2 517	0.20	0.32	0.41	0.55	4 738	0.22	0.07	1/163	1/250	1/241
5	2 532	0.16	0.30	0.35	0.50	5 502	0.21	0.07	1/180	1/188	1/243
4	2 532	0.13	0.27	0.32	0.47	6 508	0.23	0.07	1/217	1/170	1/249
3	2 596	0.12	0.22	0.28	0.44	8 315	0.23	0.04	1/234	1/139	1/269
2	3 038	0.11	0.20	0.26	0.40	11 074	0.25	0.04	1/346	1/170	1/299
1	3 322	0.09	0.20	0.35	0.36	15 772	0.20	0.03	1/467	1/308	1/435



図—17 弾塑性応答解析用モデル建物

元力特性を支配する降伏変形，降伏耐力などは，3，4章に概説した方法によって求めたものである。建物の概要は図—17に示す。モデルAおよびBは，現行の設計基準をもとに設計した純ラーメン構造のPC梁を含む1構面をモデル化したものである。モデルCおよびDは，耐震壁付きラーメン構造の建物，モデルC'は，モデルCの耐震壁を取り除いたものである。

300 gal 程度の地震波に対しては，保有耐力係数が，0.3以上ある場合には，応答変位角は，1/120以下に収まるが，保有耐力係数が0.2に近い場合には1/80程度の層間変形角となる。

同表には，地震荷重第1案によって計算した，弾性応答層せん断力係数，弾塑性層間変位角の値もあわせて示す。第1案による弾塑性層間変位角は300 gal程度の地

震波に対する弾塑性応答層間変位角より、相当大きな値を与えることになる。

5. PC 造建物の変形状

5.1 PC 部材に要求される変形能力

大地震時に建築物に要求される変形能力は、通常層間変位角あるいは層間の塑性率で与えられる。一般に、ある層間変位に対して梁部材に強制される節点回転角は柱の剛比、 k_c と梁の剛比、 k_b との比、 $k = k_b/k_c$ によって異なる。図-18 は k を変えた場合に、梁の節点回転角 φ_b と層間部材角 R との比、 $r = \varphi_b/R$ がどのように変わるかを 2 層 1 スパンラーメンに逆三角形分布の水平力が作用した場合について計算した計果である。

PC 造建物の場合、大スパンを構成する梁部材に PC 部材を用い、柱を鉄筋コンクリート造とする場合が多い。したがって、PC 造建物の場合、鉄筋コンクリート造建物よりも k の値が小さくなるものと思われる。いくつかの設計例について検討してみると、純フレーム構造の場合、RC 造で、 $k=0.8\sim 1.5$ 、PC 造で、 $k=0.3\sim 0.6$ 程度である。

図-18 で明らかなように、 $k=0.5$ 程度の場合、2 階の床梁に対しては、ほぼ 1 層の部材角に相当する節点回転角が強制されることになる。また、R 階床梁に対しては、2 層の部材角の 50~60% 程度の節点回転角が強制されることになる。

以上の検討結果より PC 造建物の場合、大スパンを構成する PC 梁には、層間部材角の値がほぼそのまま梁の節点回転角として強制されると考えておけば、まず安全側と思われる。

5.2 PC 梁部材の弾性変形能力

フレーム架構における PC 梁部材が地震時に受けると想定される 図-19 (a) に示すような逆対称変形を受けた場合の節点回転角 θ_b は、図-19 (b) に示す片持梁部材における部材角 R_b と同じことになる。

図-16 に示したような断面の曲げ終局時モーメント係数は (3) 式で与えられるから、この時の弾性たわみ δ_e は、

$$\begin{aligned} \delta_e &= (m_u/k)(l^2/3)/D \\ &= \frac{12 F_c}{E_c D} \cdot \frac{l^2}{3} \left(q' - \frac{k_2}{k_1 k_3} q^2 \right) \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

したがってこの時の弾性部材角 R_{be} は次のようになる。

$$R_{be} = \delta_e/l = 4 \cdot \frac{F_c}{E_c} \cdot \left(\frac{l}{D} \right) \left(q' - \frac{k_2}{k_1 k_3} q^2 \right) \dots (11)$$

通常の設計をした PC 梁部材の場合、

$$F_c/E_c = 1.25 \times 10^{-3}$$

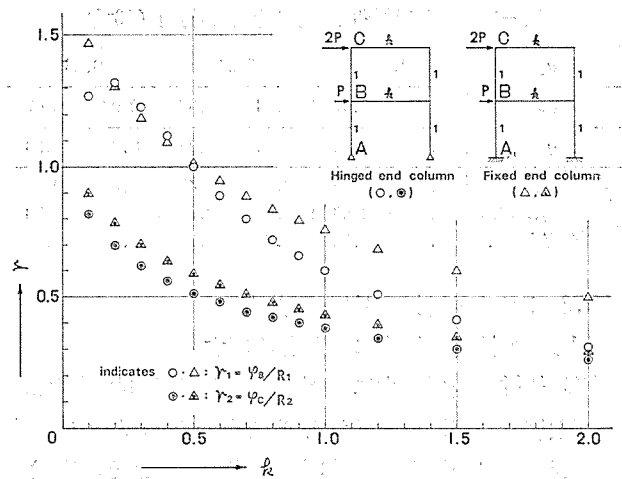


図-18 梁の節点回転角と柱部材角の割合

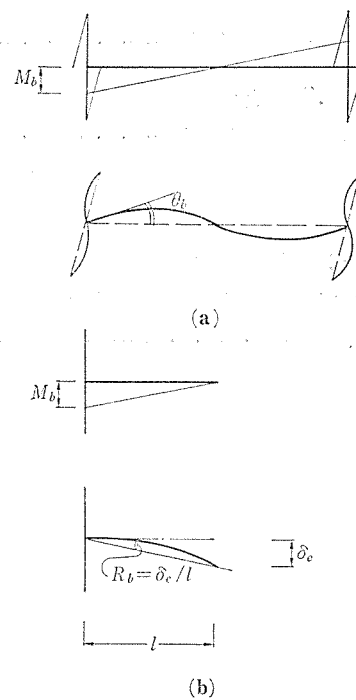


図-19

- $l/D = 7.5 \sim 10$
- $P_e = 0.6 \sim 0.7 F_s$
- $P_e/bDF_c = 0.1 \sim 0.15$
- $q_s = 0.14 \sim 0.25$
- $q_r = 0.03 \sim 0.07$
- $r_s = d_s/D = 0.5 \sim 0.7$
- $r_r = d_r/D = 0.95$
- $k_2/k_1 k_3 = 0.5$

となる。以上の数値をもとに PC 梁部材の曲げ降伏モーメント時の弾性部材角を求めると表-14 のようになる。以上の検討結果からも明らかなように、通常の設計であれば、PC 梁部材の曲げ降伏時弾性部材角は 1/300~1/100 程度となる。

耐震安全性

表—14 PC 部材曲げ降伏時弾性部材角 (10⁻²)

q_s	0.14		0.22		0.26		
	q_r	0.03	0.07	0.03	0.07	0.03	0.07
q	0.17	0.21	0.25	0.29	0.29	0.33	
R_{be} (10 ⁻²)	$l/d=5$	0.28	0.35	0.38	0.45	0.42	0.49
	$l/d=7.5$	0.42	0.53	0.57	0.67	0.63	0.73
	$l/d=10.0$	0.56	0.71	0.76	0.89	0.84	0.97

5.3 PC 梁部材の塑性変形能力

(1) 塑性変形能力に影響を及ぼす要因

PC 部材の変形能力に影響を及ぼす支配的な要因は、曲げ主筋量 (PC 鋼材量および普通鉄筋量) および降伏ヒンジ領域に配置される曲げ拘束筋量およびその形状である。現行の我が国の PC 設計基準においては、曲げ主筋量に対する制限として

$$q_s^* = \frac{A_s \sigma_{sy}}{bd_s} \cdot \frac{\sigma_{sy}}{F_c} \leq 0.3 \dots\dots\dots(12)$$

ここで、 $d_s=0.7D$ とすれば、

$$q_s = A_s \sigma_{sy} / 6DF_c \leq 0.21 \dots\dots\dots(13)$$

を与えており、曲げ拘束筋に関しては、特に規定していない。

一方、ニュージーランドの「PC ダクタイルフレーム耐震設計指針」では、曲げ主筋量に対する制限として、

$$x/D \leq 0.2 \dots\dots\dots(14)$$

ここに、

x : 中立軸深さ

D : 断面全せい

を規定している。中立軸比 x/D は、一般に次式で与えられる。

$$x/D = \frac{A_s \sigma_{sy} + A_r \sigma_{ry}}{k_1 k_3 b DF_c} = \frac{1}{k_1 k_3} (q_s + q_r) \dots\dots\dots(15)$$

ここに、

k_1, k_3 : 圧縮側コンクリートストレスブロックの応力修正係数 ≈ 0.83

したがって (14) 式の制限は、次のようになる。

$$q = q_s + q_r \leq 0.17 \dots\dots\dots(16)$$

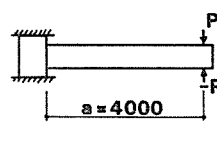
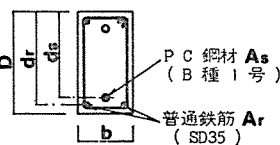
ニュージーランド規準においては、さらに塑性ヒンジ領域においては、曲げ拘束筋として、10 mm 以上の閉鎖型スターラップを 10 cm 以下、 $D/4$ 以下の間隔で配置することを規定している。一般に PC 部材断面における PC 鋼材は、長期応力によって部材断面に引張応力を生じさせないように決められ、経済的な設計とするためには、断面の平均プレストレス応力を $0.1 \sim 0.15 F_c$ とする。すなわち、

$$P_e / bDF_c = \frac{0.6 \sim 0.7 A_s \sigma_{sy}}{bDF_c} \approx 0.1 \sim 0.15$$

$$\therefore q_s \approx 0.14 \sim 0.25 \dots\dots\dots(17)$$

表—15 正負繰返し加力を行った試験体

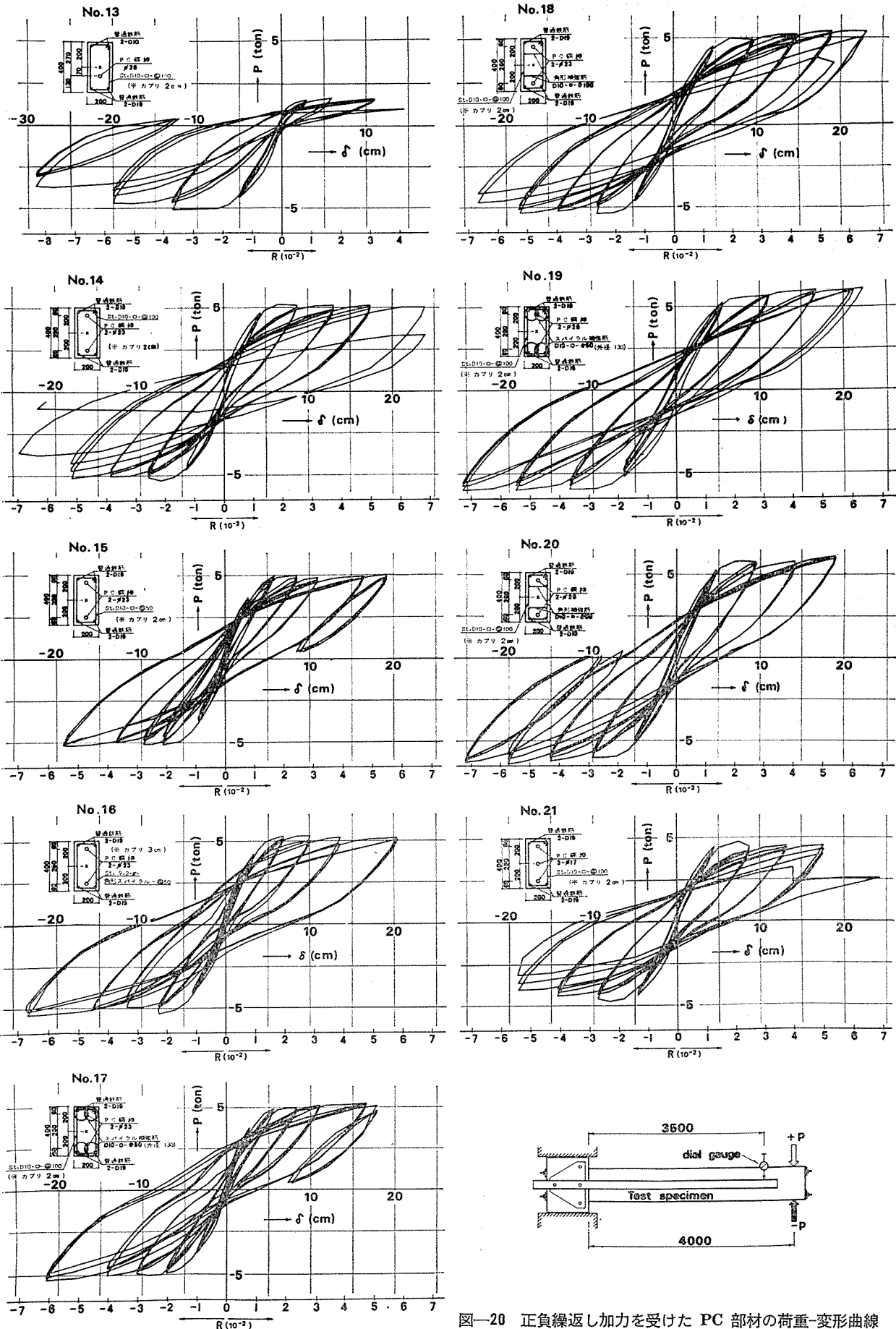
試験体		13		14	15	16	17	18	19	20	21
		上	下								
PC 鋼材	A_s (cm ²)	5.10	5.10	3.97	3.97	3.97	3.97	3.97	5.10	5.10	4.48
	f_s (kg/cm ²)	10400	10400	10400	10400	10400	10400	10400	10400	10400	10900
	d_s (cm)	13.0	27.0	34.0	34.0	34.0	34.0	34.0	34.0	34.0	27.0
普通鉄筋	A_r (cm)	1.43	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73
	f_r (kg/cm ²)	3426	3708	3708	3708	3708	3708	3708	3708	3708	3708
	d_r (cm)	36.50	36.05	36.05	36.05	36.05	36.05	36.05	36.05	36.05	36.05
コンクリート	$b \times D$ (cm ²)	20 \times 40		20 \times 40	20 \times 40	20 \times 40	20 \times 40	20 \times 40	20 \times 40	20 \times 40	20 \times 40
	f_c (kg/cm ²)	394.9	394.9	425.2	379.0	425.2	425.2	400.0	425.2	425.2	425.2
	E_c (x10 ³ kg/cm ²)	2.64	2.64	2.79	2.35	2.65	2.65	3.20	2.65	2.65	2.65
鉄筋係数	ρ_s	0.168		0.131	0.121	0.136	0.121	0.121	0.166	0.156	0.144
	ρ_s^*	0.517	0.249	0.154	0.143	0.160	0.143	0.143	0.195	0.183	0.213
	ρ_r	0.016	0.067	0.067	0.062	0.070	0.062	0.062	0.066	0.062	0.062
	ρ_r^*	0.017	0.075	0.075	0.069	0.078	0.069	0.069	0.074	0.069	0.069
	$\rho_s + \rho_r$	0.184	0.235	0.198	0.183	0.206	0.183	0.183	0.232	0.218	0.206
	$\rho_s^* + \rho_r^*$	0.534	0.324	0.229	0.212	0.238	0.212	0.212	0.269	0.252	0.282
曲げ拘束筋	P_w (‰)	0.715		0.715	1.430	1.330	0.715	0.715	0.715	0.715	0.715
	f_w (kg/cm ²)	3426	3426	3426	14140	3426	3426	3426	3426	3426	3426
	$P_w f_w$ (kg/cm ²)	24.50	24.50	24.50	48.99	188.06	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50
プレストレス	P_i (kg)	37672	31048	30173	30845	30438	30560	38698	38031	16623	
	P_e (kg)	34105	28216	27341	28013	27606	27728	35130	34464	15023	
	β (cm)	7.0	7.0	0	0	0	0	0	0	0	
	$P_e / b \cdot D \cdot F_c$	0.107	0.176	0.171	0.175	0.173	0.173	0.220	0.215	0.141	
せん断スパン比	a/D		10	10	10	10	10	10	10	10	
PC 鋼材 配筋状態											



$$\rho_s = \frac{A_s f_s}{b D f_c} \quad \rho_s^* = \frac{A_s f_s}{b d_s f_c}$$

$$\rho_r = \frac{A_r f_r}{b D f_c} \quad \rho_r^* = \frac{A_r f_r}{b d_r f_c}$$

A_s, A_r : 引張側 PC 鋼材及び普通鉄筋断面積
 f_s, f_r, f_w : PC 鋼材・普通鉄筋・曲げ拘束筋等の実降伏点強度



図—20 正負繰返し加力を受けた PC 部材の荷重-変形曲線

耐震安全性

実際の設計においては、 $q_s=0.2$ 前後となる場合が多い。これに対して (13) 式の制限は、それ程きびしい制限ではないが、(16) 式の制限は、経済設計の観点からはきわめてきびしい制限である。しかし、筆者が行った最近の実験研究によれば、曲げ主筋量がある程度大きくても、塑性ヒンジ領域に十分な量の曲げ拘束筋を配置すれば、大地震時の変形に十分追随し得る部材とすることができることが明らかにされている。以下にその実験結果の概要を紹介しよう。

(2) 十分な曲げ拘束筋を持つ PC 部材断面の塑性変形能力

図-20 は、PC 鋼材と普通鉄筋を持つ PC 梁部材を片持梁形式で正負繰返し加力を行った場合の荷重-変形曲線を示すものである。 q_s+q_r の値は、表-15 に示すようにいずれの試験体も 0.2 前後の値である。通常の閉鎖型スターラップ (ピッチ 10 cm) を有する試験体 (No. 13, 14, 21) では 1/50 前後の部材角で最大耐力に達し、1/20 程度の部材角では、ほとんど耐力低下を生じない。また、特殊補強を行った試験体 (No. 17~20) では 1/20 程度の部材角でも、耐力が増大する傾向がみられる。なお、繰返し加力中の急激な耐力低下 (No. 13, 14, 18, 21) は、いずれも圧縮側普通鉄筋が座屈し近傍で破断したことによって生じている。

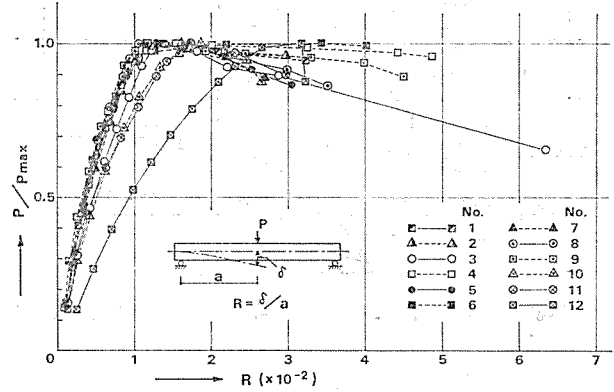


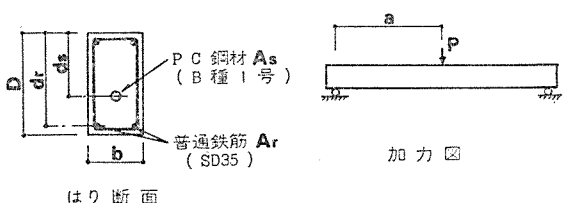
図-21 単調加力試験を行った PC 部材の荷重-部材角関係

図-21 は、表-16 に示すような試験体を単純梁中央集中加力形式で、単調载荷した場合の荷重-変形曲線を示すものである。縦軸は最大荷重に対する比率を、横軸は、梁中央のたわみをせん断スパン a で除した部材回転角で表示したものである。単調加力試験においては、最大耐力時の部材角は 1/100 程度であり、正負繰返し加力による最大耐力時部材角の約 1/2 の値となる。

PC 部材の場合、図-20~21 に示すように明確な降伏現象を示さない。このような場合の塑性率をどのように定義するかは問題のあるところであるが、一般に設計に用いる曲げ終局耐力は PC 鋼材の規格降伏点強度を用

表-16 単調加力を行った試験体

試験体		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
PC 鋼材	As (cm ²)	5.10	5.10	5.10	3.97	7.79	7.79	7.79	7.79	7.79	1.74	1.74	1.74
	fs (kg/cm ²)	10400	10400	10400	10400	10300	10300	10300	10300	10300	10200	10200	10200
	ds (cm)	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	13.5	13.5	13.5
普通鉄筋	Ar (cm ²)	5.73	8.60	14.33	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73	1.43	1.43	1.43
	fr (kg/cm ²)	3708	3708	3708	3708	3708	3708	3708	3708	3708	3426	3426	3426
	dr (cm)	36.05	36.05	34.15	36.05	36.05	36.05	35.05	35.05	35.05	17.90	17.90	17.90
コンクリート	b×D (cm×cm)	20×40	20×40	20×40	20×40	20×40	20×40	20×40	20×40	20×40	10×20	10×20	10×20
	fc (kg/cm ²)	394.9	394.9	425.2	425.2	425.2	425.2	379.0	379.0	379.0	425.2	425.2	425.2
	Ec (×10 ³ kg/cm ²)	2.64	2.64	2.79	2.79	2.65	2.65	2.35	2.35	2.35	2.79	2.65	2.65
鉄筋係数	ρs	0.168	0.168	0.156	0.121	0.236	0.236	0.265	0.265	0.265	0.209	0.209	0.209
	ρs*	0.249	0.249	0.231	0.180	0.349	0.349	0.392	0.392	0.392	0.309	0.309	0.309
	ρr	0.067	0.101	0.156	0.062	0.062	0.062	0.070	0.070	0.070	0.058	0.058	0.058
	ρr*	0.075	0.112	0.183	0.069	0.069	0.069	0.080	0.080	0.080	0.064	0.064	0.064
	ρs+ρr	0.235	0.269	0.312	0.183	0.298	0.298	0.335	0.335	0.335	0.267	0.267	0.267
曲げ拘束筋	ρs+ρr*	0.323	0.360	0.414	0.249	0.418	0.418	0.472	0.472	0.472	0.373	0.373	0.373
	Pw (%)	0.715	0.715	0.715	0.715	0.715	1.430	0.665	0.886	1.330	0.640	0.640	0.640
	fw (kg/cm ²)	3426	3426	3426	3426	3426	3426	14140	14140	14140	3750	3750	3750
プレストレス	Pw·fw (kg/cm ²)	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	48.99	94.03	125.28	188.06	24.00	24.00	24.00
	Pi (kg)	36903	37419	38444	31172	59936	58277	58666	59617	60092	13579	12966	13309
	Pe (kg)	33338	33849	34874	28338	54429	52769	53167	54117	54592	12326	11714	12055
	φ (cm)	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	3.5	3.5	3.5
せん断スパン比	Pe/bD·Fc	0.104	0.106	0.109	0.089	0.170	0.165	0.166	0.169	0.171	0.154	0.146	0.151
	a/D	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	7.5	10



$$\rho_s = \frac{A_s f_s}{b D f_c} \quad \rho_s^* = \frac{A_s f_s}{b d_s f_c}$$

$$\rho_r = \frac{A_r f_r}{b D f_c} \quad \rho_r^* = \frac{A_r f_r}{b d_r f_c}$$

As, Ar : 引張側 PC 鋼材及び普通鉄筋断面積
 fs, fr, fw : PC 鋼材・普通鉄筋・曲げ拘束筋等の実降伏点強度

はり断面
 曲げ拘束筋ピッチ No.1~No.5-@100, No.6-@50——普通鉄筋・スターラップ状
 No.7-@100, No.8-@75, No.9-@50——高強度異形鉄筋 C 種 1 号, 角形スパイラル

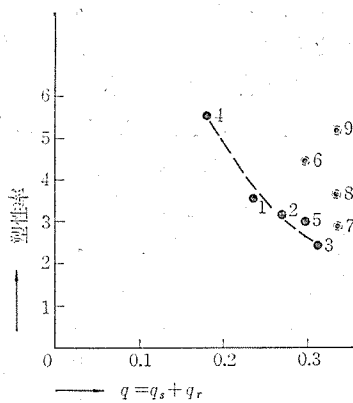


図-22 鋼材係数と塑性率

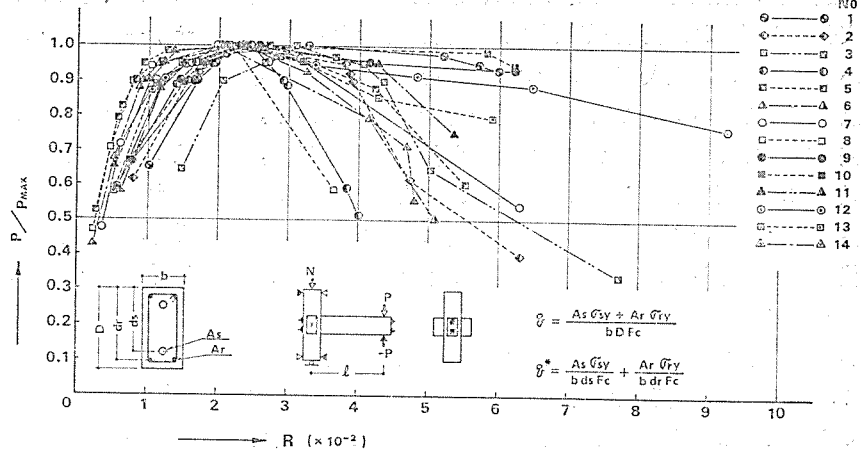


図-23 場所打ち一体式 PC・RC併用構造 柱-梁接合部の変形状

いて計算した値であること、PC 鋼材の規格降伏点強度は、実際降伏点強度の 85~90% 程度と考えられることなどを考慮すると、設計に用いられる曲げ終局耐力は、実験から得られた最大耐力の 90% 程度と考えられる。そこで、最大耐力の 90% 時の変形を降伏変形とし、最大耐力の 90% に耐力低下した時の変形を上で定義した降伏変形で除した値を塑性率として 図-21 の実験結果から各試験体の塑性率を求めると 図-22 のようになる。試験体 1~5 は、いずれも 10 cm ピッチで配置したスターラップ状の曲げ拘束筋を有する試験体であるが、この

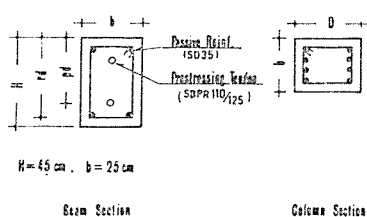
程度の曲げ拘束筋で、5 以上の塑性率を確保するためには、 q の値を 0.2 以下におさえる必要があることがわかる。しかし、 q の値が 0.3 前後であっても、スターラップ状の曲げ拘束筋を 5 cm ピッチで配置した試験体 6、高強度異形鉄筋をピッチ 5 cm の角型スパイラル状に配置した試験体 9 では、5 程度の塑性率を十分に期待できる。

(3) PC, RC 併用架構の塑性変形能力

図-23 は、柱が鉄筋コンクリート部材、梁がプレストレストコンクリート部材からなる場所打ち一体式 PC

表-17 試験体詳細

Specimen No.	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10	No. 11	No. 12	No. 13	No. 14	
Loading Condition															
Beam Section	Prestressing Tendon	26φ (5.309)	26φ (5.309)	26φ (5.309)	26φ (5.289)	19φ (2.831)	23φ (4.155)	23φ (4.155)	23φ (4.155)	25φ (5.309)	25φ (5.309)	26φ (5.309)	23φ (4.155)	23φ (4.155)	
	Passive Reinf.	2-φ19 (5.74)	2-φ19 (5.74)	2-φ19 (5.74)	2-φ19 (5.74)	2-φ19 (5.74)	2-φ19 (5.74)	2-φ19 (5.74)	2-φ19 (5.74)	2-φ13 (2.54)	2-φ13 (2.54)	2-φ13 (2.54)	2-φ13 (2.54)	2-φ13 (2.54)	
	ρ_{pr} (%)	0.248 (0.167)	0.248 (0.167)	0.248 (0.167)	0.248 (0.167)	0.139 (0.069)	0.161 (0.131)	0.181 (0.131)	0.181 (0.131)	0.189 (0.167)	0.159 (0.167)	0.189 (0.167)	0.153 (0.131)	0.153 (0.131)	
	Level of Prestress ($\frac{P}{A_s F_c}$)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	
Column Section	Reinforcement for Confinement of Beam End	9φ-200 (0.25)	9φ-200 (0.25)	9φ-200 (0.25)	9φ-200 (0.25)	9φ-200 (0.25)	9φ-200 (0.25)	9φ-200 (0.25)	9φ-200 (0.25)	10φ-50 (1.14)	10φ-50 (1.14)	10φ-50 (1.14)	10φ-50 (1.14)	10φ-50 (0.59)	
	$b \times D$	30 × 35	30 × 35	40 × 45	40 × 45	30 × 35	30 × 35	40 × 45	40 × 45	30 × 35	30 × 35	30 × 35	30 × 35	30 × 35	
	Longitudinal Reinf.	4-φ19	8-φ22	8-φ16	8-φ25	8-φ22	6-φ22	8-φ25	8-φ25	4-φ13 2-φ16	4-φ13 2-φ16	4-φ13 2-φ16	8-φ15	8-φ16	8-φ15
	Lateral Reinf.	9φ-100 (0)	13φ-100 (0)	13φ-100 (0)	13φ-50 (0)	13φ-100 (0)	13φ-100 (0)	13φ-50 (0)	13φ-50 (0)	10φ-100 (0)	10φ-100 (0)	10φ-100 (0)	10φ-50 (0)	10φ-50 (0)	10φ-50 (0)
Special Reinf. for Beam-Column Connection	No	No	No	No	No	No	No	No	10φ-100 (0)	No	No	No	No	No	
Yield Pattern	BY	BY	BY	BY	BY	BY	BY	BY	BCY	BCY	BCY	BY	BY	BY	
Shear Span Ratio ($\frac{h}{l}$)	3.94	3.94	3.63	3.63	3.94	3.94	3.63	3.63	6.28	6.28	3.94	6.28	6.28	6.28	
Orthogonal Beam	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	No	No	Yes	Yes	Yes	Yes	
Design Strength of Concrete (f'_c)	350	350	350	350	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	
Grouting	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	No	No	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	



$$\rho_{pr} = \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{b \cdot d \cdot f_c} + \frac{A_r \cdot \sigma_{ry}}{b \cdot d_r \cdot f_c} \quad (1)$$

A_s, A_r : Sectional Area of Tensile Prestressing Tendon and Tensile Passive Reinf.
 σ_{sy}, σ_{ry} : Yield Strength of Prestressing Tendon and Passive Reinf.
 BY: Beam Yield Type
 CY: Column Yield Type
 BCY: Beam-Column Simultaneously Yield Type

耐震安全性

構造の柱、梁接合部の大変形下における正負繰返し加力実験から得られた荷重-変位曲線の包絡線を示すものである。縦軸は、最大荷重に対する比率を、横軸は、加力点の変位をスパン l で除した部材角を示すものである。表-17には、試験体ならびに実験条件の概要を示す。試験体の断面寸法ならびに柱高さは、実大のほぼ1/2の縮尺となっているが、PC梁のせん断スパン比は、実験装置の制約もあり、実際の場合より小さな値、 $D/l \approx 4.0 \sim 6.0$ である。したがって、PC梁のせん断応力レベルが高くなること、弾性変形成分が小さくなることなど、この種の架構の変形能力を評価するうえで不利な条件下での実験ではあるが鋼材係数 q^* を0.2以下におさえておけば、PC梁降伏型として設計しても十分な変形能力を示すことがわかる。特に十分な曲げ拘束筋を配置した場合(試験体9~12; スターラップ, ピッチ5cm)には $R=1/20$ 程度の変形でも最大耐力の90%以上の耐力を保持している。また、PC梁降伏型の場合、最大耐力の90%で $R=1/100$ 最大耐力時で $R=1/50$ 程度の変形となる。柱降伏型(CY')あるいは柱-梁同時降伏型(BCY)として設計した場合には、柱の塑性変形の増大により、最大耐力の90%時の変形は、 $R=1/70$ 程度になる。なお図-23の横軸 R は、この種の架構に地震時に強制される層間変位角と考えてよい。

6. あとがき

本報告では、PC造建物の耐震安全性を評価するうえで必要と思われるいくつかの基礎的資料を紹介した。

建築構造物の耐震安全性を向上させるための最も確実かつ容易な方法は、適切に耐震壁を配置することにより保有耐力を増大させ、大地震時における建物の過大変形を防止することであるといえよう。しかし、耐震壁の多用による保有耐力の増大が、耐震設計の目指すべき唯一の望ましい方向であるとは限らない。なぜなら、建築物の設計の第一義的な目的は、建築物としての有効な機能を発揮するための空間を確保することであり、耐震壁の多用がこのような空間を確保する自由度を著しく損なうものであるとすれば、それに代わるべき方法を見出すのが構造技術者の役目であろう。特にPC構造の場合、大スパンの空間を提供し得るということが、一つの大きな魅力になっているわけで、そのためにも、不必要な耐震

壁は、できるだけ入れずに、平面計画上のフレキシビリティの高い構造計画が望まれるわけである。

十分な量の耐震壁がとれない純ラーメンに近い建物、あるいは、高層の建物等の場合には、所要の耐震性を確保するためには、十分な変形能力を有するフレームを設計することであり、幸いなことに、PC構造でも、大地震時に要求される変形能力に十分追随し得る部材を設計し得ることは、本報告に述べたとおりである。

構造技術者はとかく保守的になりがちであるといわれているが、今後新しい研究成果を積極的にとり入れて、PC構造本来の魅力を発揮し、かつ耐震安全性の高い建築物が一つでも多く建てられることが、PC構造の耐震安全性に関する研究の発展にもつながるのではないだろうか。

参考文献

- 1) Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, SEAOC, 1973
- 2) General Structural Design and Design Loadings for Buildings, Newzealand Standard, 1976
- 3) 広沢雅也: 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震性判定基準, 建築技術, No. 267, 1973年11月号
- 4) 日本建築学会: 地震荷重と建築構造の耐震性, 1976
- 5) 建設省建築研究所: 新耐震設計法案, 建築研究報告, No. 79, 1977年3月
- 6) 建設省住宅局建築指導課: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準, 日本特殊建築安全センター, 1977年4月
- 7) 尾崎昌凡, 北川良和, 服部定育: 地震動の地域特性に関する研究(その1), 日本建築学会論文報告集第266号, 1978年4月
- 8) R. Park, T. Paulay: Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, Inc., 1975
- 9) 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・1961年制定, 1975年改定
- 10) 岡本伸: 鉄筋コンクリートとプレストレストコンクリート部材の荷重-変形特性, 建築研究報告(昭和49年度), 1975年11月
- 11) 岡本伸, 柳下文夫, 加藤博人: プレストレストコンクリート部材の塑性変形能力に関する研究(その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1979年9月
- 12) 岡本伸, 山崎裕, 福未知自: プレストレストコンクリート造建物の耐力実験, プレストレストコンクリート, Vol. 16, No. 6, 1974年12月
- 13) 岡本伸, 柳下文夫, 加藤博人: プレストレストコンクリート部材の塑性変形能力に関する研究(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1979年9月
- 14) K. NAKANO, S. OKAMOTO: Test results on beam-column assemblies, FIP Eighth Congress, Proceedings, Part 2, 1978年5月