

論文 プレストレストコンクリート構造の導入時応力に関する解析的研究

保坂 正義^{*1}・田才 晃^{*2}・楠 浩一^{*3}

要旨： プレストレストコンクリート構造ではプレストレスの導入によって架構全体に不静定応力が生じる。架構に地震による水平力が作用した際、この応力による架構の残留応力への影響を材端マルチスプリングモデルに置換したモデルを用いて解析した。その結果、中小規模の地震では残存応力は導入時応力から減少するが、大規模な地震下では地震により残留応力状態にばらつきが見られるという結果が得られた。

キーワード： プレストレストコンクリート、不静定応力、残留応力、地震応答解析

1. はじめに

プレストレストコンクリート（以下、PC と略記）構造では長期荷重以外にプレストレスの導入によって生じる応力（導入時不静定応力）が存在する。PC 構造が地震による水平力を受けた際、この導入時不静定応力には変化が生じるがその変化についての知見が整理されているとは言い難い。本研究では地震力を受けた際、導入時不静定応力が架構の残留応力や損傷にどのように影響するかを、1 層架構を対象とした静的解析、3 層架構を対象とした時刻歴応答解析を行い検討した。解析には、弾塑性解析プログラム CANNY¹⁾を用いた。

2. 解析モデル

1 層の解析モデルは図 - 1 に示すような 1 層 1 スパンのラーメン架構とする。スパンは 12000mm、梁天端までの高さは 4000mm である。

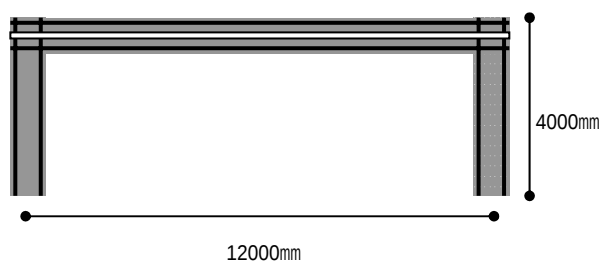
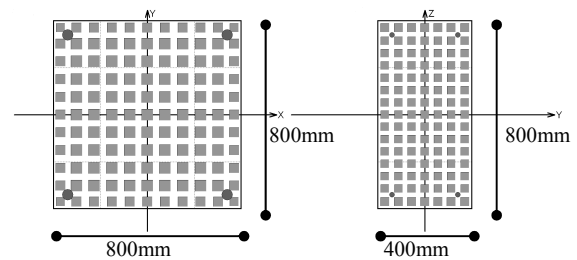


図 - 1 解析モデル

2.1 部材

柱梁の断面を図 - 2 に示すように分割し材端マルチスプリングモデルに置換する。部材の諸元を表 - 1 に示す。



(a) 柱断面 (b) 梁断面

図 - 2 柱梁断面

表 - 1 部材諸元

	断面寸法 (mm)	部材長さ (mm)	主筋		せん断補強筋	
			配筋	Pt(%)	配筋	Pw(%)
柱	800×800	3600	4-D32	0.25	4-D13@100	0.6
梁	800×400	12800	4-D16	0.13	4-D10@100	0.72

2.2 プレストレス

PC 鋼材のコンクリート - 鋼材の付着性状はアンボンドとし、PC 鋼材の断面積は 2911mm² とする。導入するプレストレス力は 3200kN ($\sigma_0=10\text{N/mm}^2$) とする。有効プレストレス力は梁断面に均等に分布するものとする。

*1 横浜国立大学大学院 工学府社会空間システム学専攻 (正会員)

*2 横浜国立大学 工学研究員システムの創作部門 教授 工博 (正会員)

*3 横浜国立大学 工学研究員システムの創作部門 準教授 工博 (正会員)

2.3 プレストレッシング係数

PC 鋼材により発揮される曲げ耐力 M_p は 924kNm , 普通鉄筋により発揮される曲げ耐力 M_s は 351kNm なのでプレストレッシング係数 λ ($=M_p/(M_p+M_s)$) は 0.725 となった。

2.4 コンクリート

コンクリートの応力 - 歪関係の包絡線を図 - 3 に示す。コンクリートの圧縮強度の 0.7 倍の応力の値までの剛性は一定とし、それ以降は最大応力度 (ϵ_B, σ_B) の点まで直線的に増加する。ピーク以降 ($6\epsilon_B, 0.5\sigma_B$) まで直線的に応力が減少し、その後、応力は $0.5\sigma_B$ の一定値となるモデルとした。一方、引張域では圧縮側と同じヤング率を有しながら引張応力度 $\sigma_T=0.313\sqrt{\sigma_B}$ に達した後は、クラックの発生に伴い、ヤング率を 1/16 倍した軟化勾配で直線的にゼロまで応力を減少させる。圧縮強度 σ_B は 36.0N/mm^2 , 一軸引張強度 σ_T は $0.313\sqrt{\sigma_B}=2.97\text{N/mm}^2$, ヤング率は $E_C=27120\text{N/mm}^2$, 一軸圧縮強度時の歪 ϵ_B は 0.0022 とした。コアコンクリートではコンファインド効果を考慮し、最大応力度 σ_B は 55N/mm^2 , 一軸圧縮強度時の歪 ϵ_B は 0.0068 とした。ピーク以降は応力度一定のまま歪のみが増加するものとした。除荷時の勾配は圧縮引張両側ともヤング率に等しいものとし、図 - 4 に示すような履歴を辿るものとした。せん断変形成分は弾性とし、せん断弾性係数 G は 10431N/mm^2 とした。

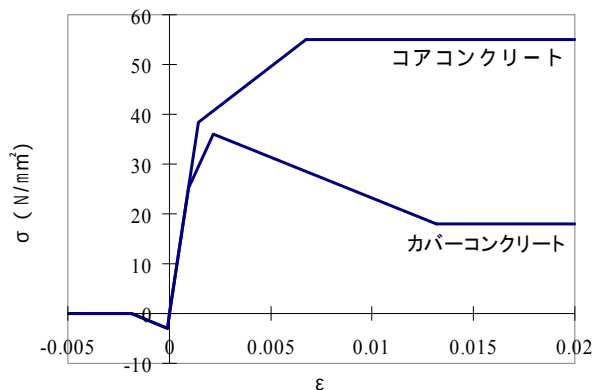
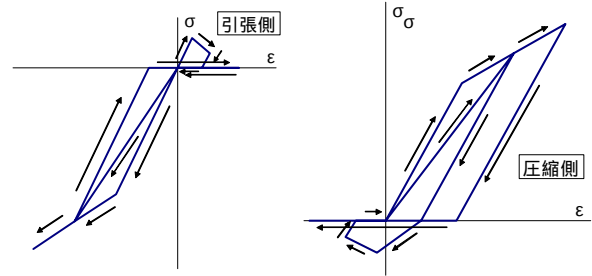


図 - 3 コンクリート応力 - 歪モデル



(a) 引張側でひび割れ後 (b) 圧縮側からの除荷後に引張側に移行する場合
に圧縮側に移行する場合

図 - 4 コンクリートの履歴ループ

2.5 鋼材

鉄筋の応力 - 歪関係は図 - 5 に示すようなバイリニア型とする。初期剛性はヤング率とし、鉄筋降伏強度に達したあと、第二勾配は初期勾配の 1/100 となるようにした。降伏強度は 345N/mm^2 , ヤング率は 205000N/mm^2 とした。PC 鋼材の軸方向の応力 - 歪関係は鉄筋と同様のものとした。

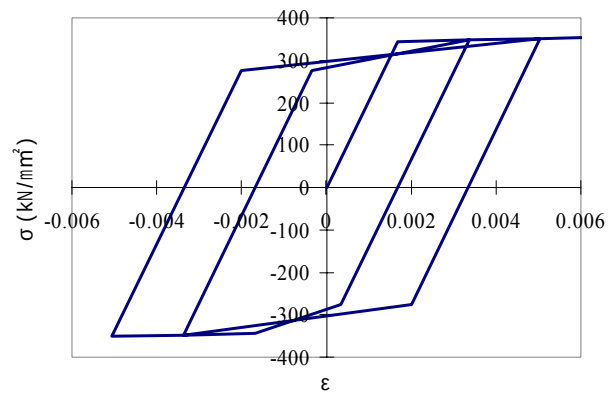


図 - 5 鋼材の応力 - 歪モデル

3. 静的解析

3.1 解析方法

梁にプレストレス導入後、柱頭に一定軸力 5760kN を加え (軸力比 $\eta=0.25$) , 柱頭の節点に強制変位を与えて、層間変形角 $R=1/400, 1/200, 1/100$ で正負交番繰り返し載荷を行った。

4. 静的解析結果

4.1 荷重変形関係

層間変形角を横軸に、層せん断力を縦軸にと

った荷重変形関係のグラフを図 - 6 に示す。荷重 - 変形関係は、プレストレストコンクリート特有の原点指向性の高い履歴ループとなった。

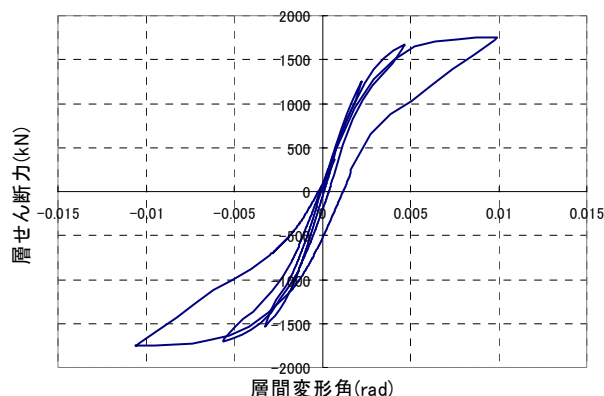


図 - 6 荷重変形関係

4.2 モーメント

各ピーク時から除荷した際のモーメント図を図 - 7 に、それらの値を表 - 2 に示す。ピーク時の変形角が 1/200 以下からの除荷時ではプレストレス導入時のモーメントとほぼ同符合のモーメントとなるが、その値は全体的に小さくなった。ピーク時の変形角が 1/100 からの除荷時ではモーメントの分布はプレストレス導入時とは異なり、モーメント値もプレストレス導入時のモーメント値を超える部位が現れた。

表 - 2 残留モーメント (kNm)

	左柱柱脚	左柱柱頭	梁左端	梁右端	右柱柱脚	右柱柱頭
PS導入時	-436	3	58	58	436	-3
R=+1/400 からの除荷時	-333	35	79	13	391	34
R=-1/400 からの除荷時	-386	0	49	52	358	-6
R=+1/200 からの除荷時	-164	114	143	-43	340	81
R=-1/200 からの除荷時	-287	60	100	20	346	23
R=+1/100 からの除荷時	-240	210	253	-137	658	206
R=-1/100 からの除荷時	-233	133	168	-132	569	189

5. 地震応答解析

5.1 解析モデル

これまで静的解析を行った解析モデルを 3 層に積み上げたモデルで地震応答解析を行った。建物各階の質量は各階節点に集中して配置するものとし、その重量は 640kN、梁に導入するプレストレス力は各階とも 1200kN とする。減衰は 5%

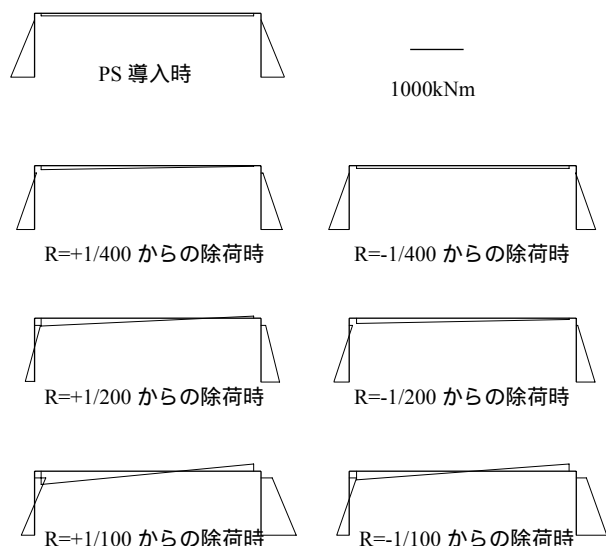


図 - 7 各ピークからの除荷時モーメント図

の瞬間剛性比例型減衰とした。

5.2 プレストレッシング係数

PC 鋼材により発揮される耐力 M_p は 430kNm、普通鉄筋により発揮される耐力 M_s は 351kNm なのでプレストレッシング係数 λ は 0.551 となった。

5.3 準備解析

PC 構造を実際に施工する際には、上層の架構を施工する前に下層の梁にプレストレスを導入するのが一般的である。すなわち、上層階のプレストレスは下層階の応力に影響するが、下層階のプレストレスは上層階の応力に影響しない。しかし使用した解析プログラムではこれを再現することは困難である。したがって本研究では図 - 8 に示すように、1 層、2 層、3 層それぞれの架構の最上層の梁にプレストレスを導入した際に生じる応力 (同図 (a)(b)(c)) を足し合わせた応力状態 (同図 (d)) を初期状態とした。各架構のプレストレス導入時に生じるモーメントと有効プレストレス力、及びそれらを足し合わせた値を表 - 3 に示す。同表 (d) より、足し合わせによる有効プレストレス力は足し合わせる前の有効プレストレス力とほとんど変わらないことが分かる。

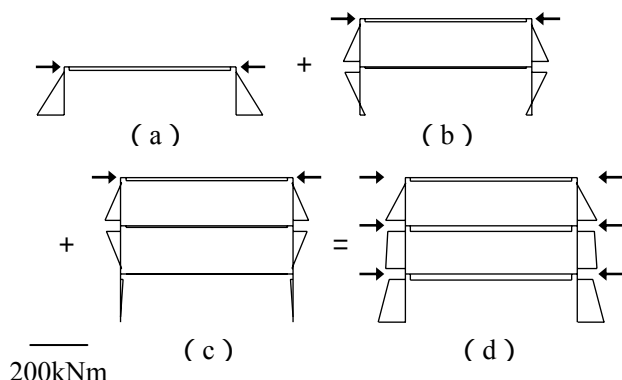


図 - 8 モーメント重ね合わせ

表 - 3 初期応力

(a) モーメント (kNm)

			1層 (図-9(a))	2層 (図-9(a))	3層 (図-9(c))	合計 (図-9(d))
3階	左柱	柱脚			-94.67	-94.67
		柱頭			4.47	4.47
	右柱	柱脚			94.67	94.67
		柱頭			-4.47	-4.47
	梁	左端			18.63	18.63
		右端			18.63	18.63
2階	左柱	柱脚		-99.88	4.55	-95.33
		柱頭		3.86	-87.58	-83.72
	右柱	柱脚		99.88	-4.55	95.33
		柱頭		-3.86	87.58	83.72
	梁	左端		18.68	8.08	26.76
		右端		18.68	8.08	26.76
1階	左柱	柱脚	-163.68	35.66	-1.90	-129.92
		柱頭	1.13	-91.37	14.08	-76.16
	右柱	柱脚	163.68	-35.66	1.90	129.92
		柱頭	-1.13	91.37	-14.08	76.16
	梁	左端	21.73	7.45	-1.63	27.55
		右端	21.73	7.45	-1.63	27.55

(b) 有効プレストレス (kN)

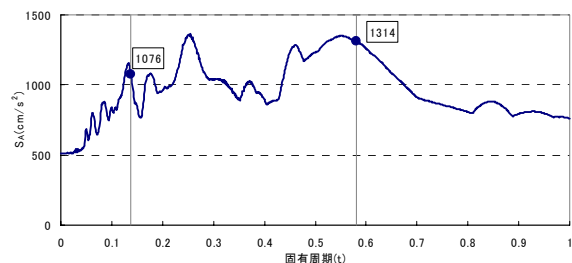
	1層 (図-9(a))	2層 (図-9(a))	3層 (図-9(c))	合計 (図-9(d))
3階			1131.1	1131.1
2階		1131.2	-4.0	1127.2
1階	1132.0	-4.8	2.2	1129.4

5.4 入力地震波

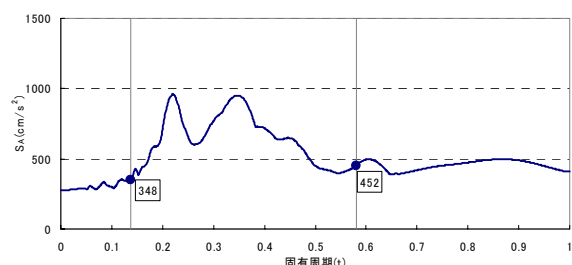
入力する地震波は El Centro 波 NS 成分, Hachinohe 波 NS 成分, Kobe 波 NS 成分を使用し, 最大速度が 25kine, 50kine となるようにそれぞれ基準化した。解析時間刻みは 0.005 秒とし、地震力が作用した後応力状態が安定するまでに十分な時間として El Centro 波と Hachinohe 波は 80 秒間, Kobe 波は 160 秒間解析を行った。

各地震波の加速度応答スペクトルを図 - 9 に示す。応答スペクトルは各地震波とも 50kine に

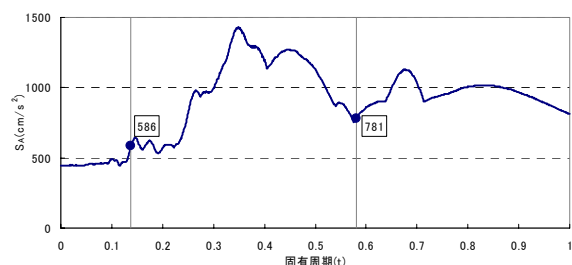
基準化した地震波をもとに求めた。解析モデルの 1 次固有周期 0.580s, 2 次固有周期 0.138s での応答加速度を図中に示す。



(a) El Centro 波



(b) Hachinohe 波



(c) Kobe 波

図 - 9 加速度応答スペクトル

6. 地震応答解析結果

6.1 層間変形角

Hachinohe 波を 25kine と 50kine に基準化した地震波をプレストレスを導入したモデルと導入しないモデルに作用させた。その際の層間変形の時刻歴の変化を図 - 10 に示す。25kine の Hachinohe 波では、プレストレスを導入したモデルと導入していないモデルの間には層間変形に顕著な差が見られた。プレストレスを導入していない架構では各階の梁と 1 階の柱柱脚の主筋が降伏しているのに対し、プレストレスを導入

した架構ではどの部材においても主筋が降伏しなかったことが理由として考えられる。しかし、50kine の Hachinohe 波ではプレストレスを導入した架構でも主筋が降伏し、層間変形角はプレストレス無の架構とほとんど差が見られなかった。各地震波を作用させた際の各層の最大層間変形角を表 - 4 に示す。

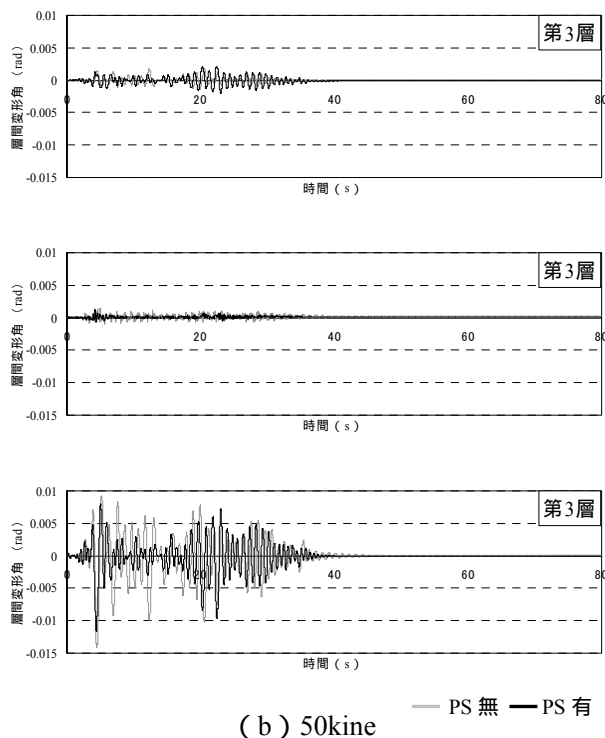
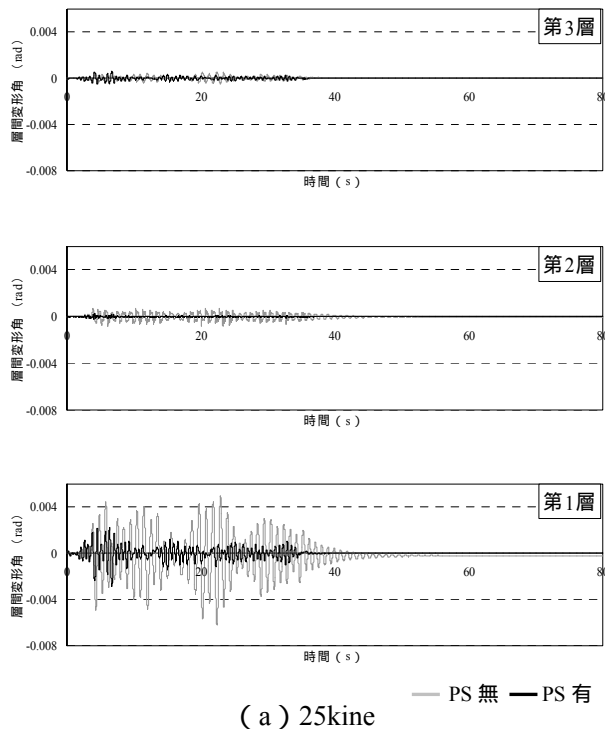


図 - 10 Hachinohe 波入力による層間変形角

表 - 4 各地震波入力による最大層間変形角 (rad)

		3F	2F	1F
El Centro	PS有	0.0018	0.0008	0.0120
	PS無	0.0010	0.0018	0.0097
El Centro	PS有	0.0023	0.0022	0.0162
	PS無	0.0024	0.0024	0.0163
hachinohe	PS有	0.0006	0.0002	0.0029
	PS無	0.0006	0.0008	0.0062
hachinohe	PS有	0.0021	0.0014	0.0116
	PS無	0.0019	0.0015	0.0141
kobe	PS有	0.0018	0.0008	0.0106
	PS無	0.0012	0.0013	0.0118
kobe	PS有	0.0063	0.0032	0.0255
	PS無	0.0059	0.0066	0.0243

6.2 残留モーメント

プレストレス導入時応力によって生じるモーメント、及び各地震波を入力した後残留するモーメントを図 - 11 に示す。25kine の地震波の下ではモーメントの絶対値が全体的に減少する傾向が見られた。しかし、50kine の地震波の下では、プレストレス導入時のモーメントの絶対値を超える部分が見られた。また、モーメント図の分布は同じレベルの入力地震でも、地震波によって異なった。

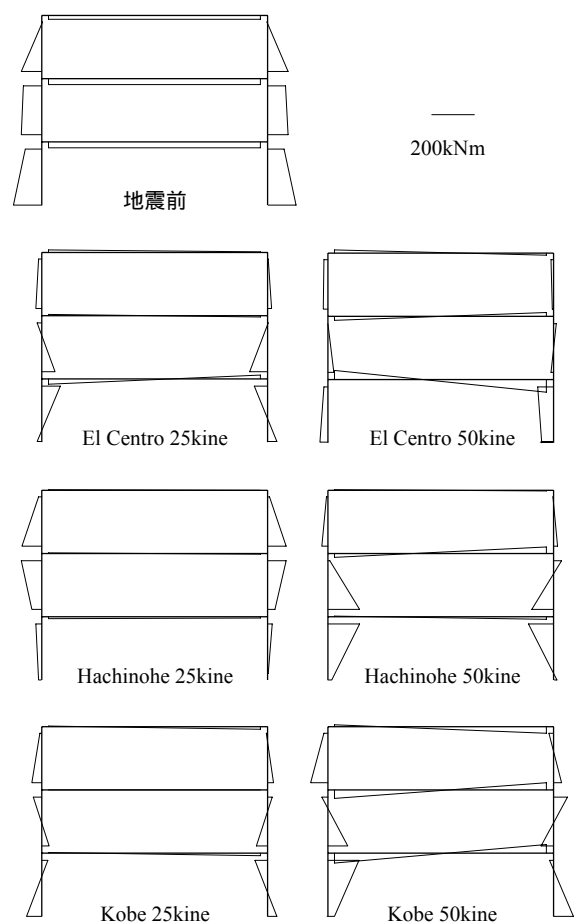


図 - 11 残留モーメント

表 - 5 各地震波入力後のモーメント値 (kNm)

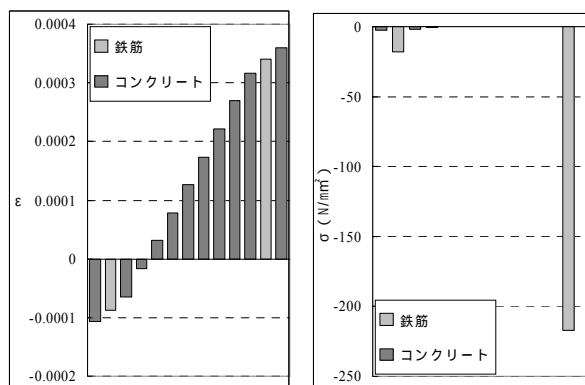
		左柱		梁		右柱	
		柱脚	柱頭	左端	右端	柱脚	柱頭
PS導入時	3F	-95	4	19	19	95	-4
	2F	-95	-84	27	27	95	84
	1F	-130	-76	28	28	130	76
El Centro 25kine	3F	-27	-13	-11	-1	17	3
	2F	64	-22	-5	5	-84	2
	1F	-20	87	23	-19	43	-63
El Centro 50kine	3F	-22	-16	-15	11	-5	-11
	2F	29	2	20	-19	-13	13
	1F	-35	-16	-43	57	-54	-75
hachinohe 25kine	3F	-90	-13	-2	2	86	9
	2F	-44	-96	-3	3	35	87
	1F	-10	-28	7	4	4	21
hachinohe 50kine	3F	-26	-4	-1	5	20	-2
	2F	148	9	18	-31	-103	36
	1F	19	148	-4	10	11	-117
kobe 25kine	3F	-44	-8	-2	12	29	-7
	2F	35	-39	0	1	-51	23
	1F	-71	30	-3	10	42	-59
kobe 50kine	3F	-80	-18	-8	31	37	-23
	2F	93	-28	40	-34	-58	65
	1F	35	146	46	-42	91	-17

6.3 損傷状態

架構に損傷が生じ、ほぼ全ての地震波で各階の梁と1F柱の柱脚の引張鉄筋が降伏した。引張鉄筋の塑性率を表-6に示す。地震レベルが大きくなるとプレストレスを導入したモデルのほうが塑性率が大きくなった。なお、1階柱柱頭、及び2階、3階の柱においてはKobe波50kineにおいて2F、3Fの柱の主筋が降伏するだけで、その他の地震波では同表に挙げた以外の部材では主筋は降伏しない。またコンクリートのひび割れは地震波が作用し終わった後にはほぼすべて閉じるが、Kobe波50kineが作用した後の3F左柱柱頭と、全ての地震波においてのプレストレスを導入していない梁端部では残留ひび割れが生じる。図-12に3F左柱柱頭断面内の残留歪分布、残留応力分布を示す。縦軸の正方向を引張側、負方向を圧縮側とする。この図から断面右側に残留ひび割れが生じ、軸力をほぼ鉄筋のみで負担していることが分かる。

表 - 6 引張鉄筋塑性率

		3F梁	2F梁	1F梁	1F柱脚
El Centro 25kine	PS有	4.2	4.7	4.8	5.0
	PS無	3.5	3.7	3.9	3.8
El Centro 50kine	PS有	6.6	7.2	6.9	7.5
	PS無	5.3	6.1	6.4	7.2
hachinohe 25kine	PS有	降伏なし	降伏なし	降伏なし	降伏なし
	PS無	2.4	3.2	2.4	1.9
hachinohe 50kine	PS有	4.8	5.3	4.6	4.8
	PS無	4.9	5.6	5.5	6.4
kobe 25kine	PS有	4.1	4.5	4.3	4.4
	PS無	4.2	4.6	4.7	5.4
kobe 50kine	PS有	9.9	11.6	11.6	12.1
	PS無	6.6	7.4	9.1	11.3



(a) 残留歪分布 (b) 残留応力分布

図 - 12 3F 左柱柱頭部の残留歪分布、
残留応力分布 (Kobe 波 50kine)

7. まとめ

PC構造においてプレストレス導入によって生じる不静定応力に関して以下のような知見が得られた。

- 1) 中小地震を想定した応答では、残留応力が導入時不静定応力よりも減少する傾向が見られた。
- 2) 架構に大地震を想定した大きな水平力が作用するとモーメント値がプレストレス導入時より大きくなる部位が発生する場合がある。
- 3) 柱梁の主筋が降伏に至らない程度の中小地震ではプレストレスの効果により応答変形が抑制された。
- 4) 地震後に残留するモーメントの分布はプレストレス導入時と異なり、地震波によってばらつきがあった。

謝辞

本研究を行うにあたって多大な助言をいただきました(株)大林組の増田安彦氏に感謝いたします。

参考文献

- 1) KALINGNING LI: CANNY, Oct 1996
- 2) 日本建築学会: プレストレストコンクリート
設計施工基準・同解説