

千葉みなと計画 — PCaPC 高層免震共同住宅の設計について —

林 三雄*1・傅 金華*2

1. はじめに

近年、プレキャスト・プレストレストコンクリート造（以下、PCaPC という）架構に免震あるいは制震システムを組合せた PCaPC 免・制震構造がよく計画されるようになった。

この構法の狙いは、施工の省力化、主体構造の耐久性、および PC 特有の力学的特性を利用したもので、常時における優れた PC 部材の力学的特性を活かし、かつ、建物に入力される地震エネルギーを免震あるいは制震システムで消費させることにより建築物の対地震安全性の向上を図ったものである。

免震システムを利用した PCaPC 構造に対する開発研究は、1980 年代後半から筆者らも含め一部で取り組まれていたが、開発に着手した頃の免震構造は振動を極端に嫌う精密機器（電子顕微鏡、等）を容する建物あるいはコンピューター関連施設等、ごく一部で利用されていたに過ぎなかった。

これは、免震システムが比較的高コストであったこと、および超高層 RC を始めとする新しい耐震構造の全盛期であり、当時の日本建築センターにおける免震評定実績が年間わずか 5 件程度であったことから、その利用状況が明らかである。

そのような状況の中で、1995 年 1 月 17 日未明に発生した兵庫県南部地震により、免震構造に対する評価が一変することになった。この地震による被害を契機に、人命の保護は勿論のこと、社会資本である建築物、および諸施設を震害から護るという視点で、改めて免震構造の対地震安全性が見直されることになった。

これは、現行の耐震設計法では、建築物の対地震安全性については建築主と設計者が話し合い、安全性のレベルを決めて実施することになっている。しかし、実情は建築基

準施行令（以下、令という）で定められる地震の規模に対する安全基準、すなわち、建築物の供用期間中に少なくとも 1 度以上は遭遇するであろう規模の“稀に発生する地震（中小地震動）”に対しては使用上の損傷を受けないこと、および建築物の供用期間中に 1 度は遭遇する可能性があると考えられる規模の“極めて稀に発生する地震（大地震動）”に対しては人命の保護を最優先に建築物の倒壊や崩壊を防止するといった目的で対地震安全基準が定められている。設計者は、建築物が大地震に遭遇したとき、要求されている最低限の構造安全性と被害の程度については、当然、理解している。

しかし、一般の建築主にとっては建物の倒壊や人的被害は起きていないが、建物を再使用することが困難な被害が生じた場合、地震被害の程度について、設計者と感覚のずれが生じることも事実である。

その結果、建築主と設計者双方が、比較的、対地震安全性の程度が理解しやすい免震構造が数多く提案され、建設されるに至ったと考えられる。また、免震システムの需要の拡大に伴い、コストも大幅に低下したことが普及につな

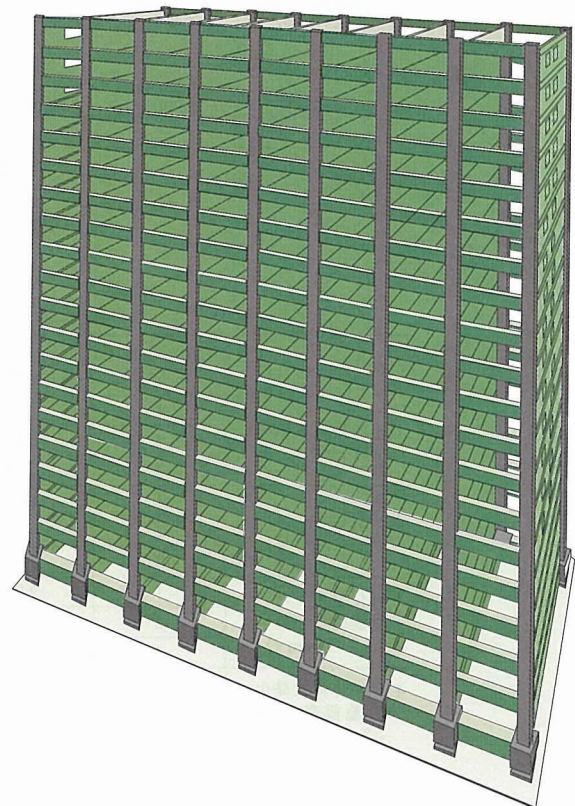


図 - 1 PCaPC 免震住宅構造の概要



*1 Mitsuo HAYASHI

(株)ピーエス三菱 技術本部



*2 Jinhua FU

(株)ピーエス三菱 技術本部

がることとなった。現在、年 100 件を超える免震評価あるいは免震建物の確認が実施され、日本全土で建設されている。これら評定あるいは評価を受けた物件の中には、PC 構造特有の力学的特性を巧みに活かした PCaPC 超高層免震建築物もいくつか含まれている。免震システムときわめて相性のよい力学的特性を有する PCaPC 免震構造として、現在建設中の（仮称）千葉みなと計画（図 - 1）の設計について報告する。

2. 建物概要

2.1 構造概要

PCaPC 免震共同住宅建物の規模は地上 19 階・塔屋 1 階で、地下階はない。建物高さは地上 59.1 m で、1 階階高が 3.4 m および基準階高 3.1 m である。平面は、長辺方向は 8

スパンの 51.8 m、および短辺方向が単スパンの 14.975 m の整形な建物である。構造種別は、長辺方向は PCaPC 造の純フレーム架構で、短辺方向が境界柱を PCaPC 造、および壁板部を場所打ち RC 造とする連層耐力壁構造である。建設地は千葉市中央区千葉港地区で、表層地盤を改良して GL - 40 m の N 値 60 以上の下総層群を支持層とする場所打ち造成杭による杭基礎構造である。建物の基準階平面を図 - 2 に示す。

2.2 使用材料

コンクリート強度は PCa の柱梁を 60 N/mm²、場所打ち RC 部分をすべて 30 N/mm² で計画した。PC 鋼材は、柱には SBPR1080 / 1230 および梁には SWPR7B を使用した。鉄筋は、SD 390、SD 345 および SD 295 A を、各部位に適宜使用した。また、免震部材は鉛プラグ入り角型積層ゴムと

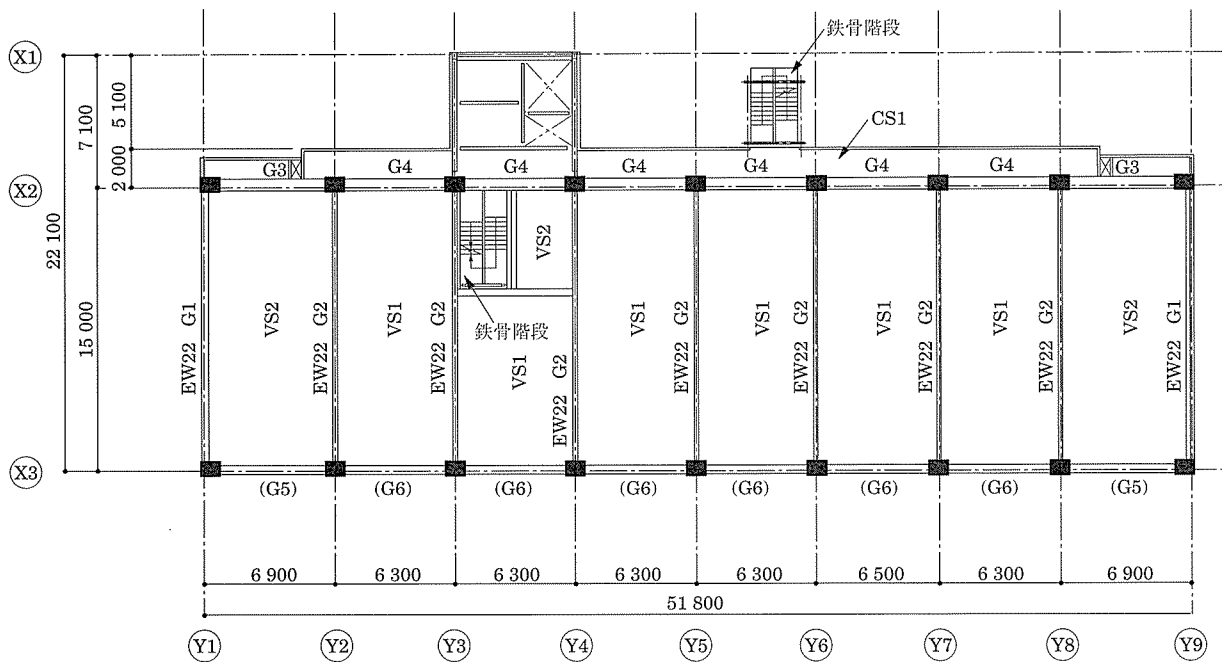
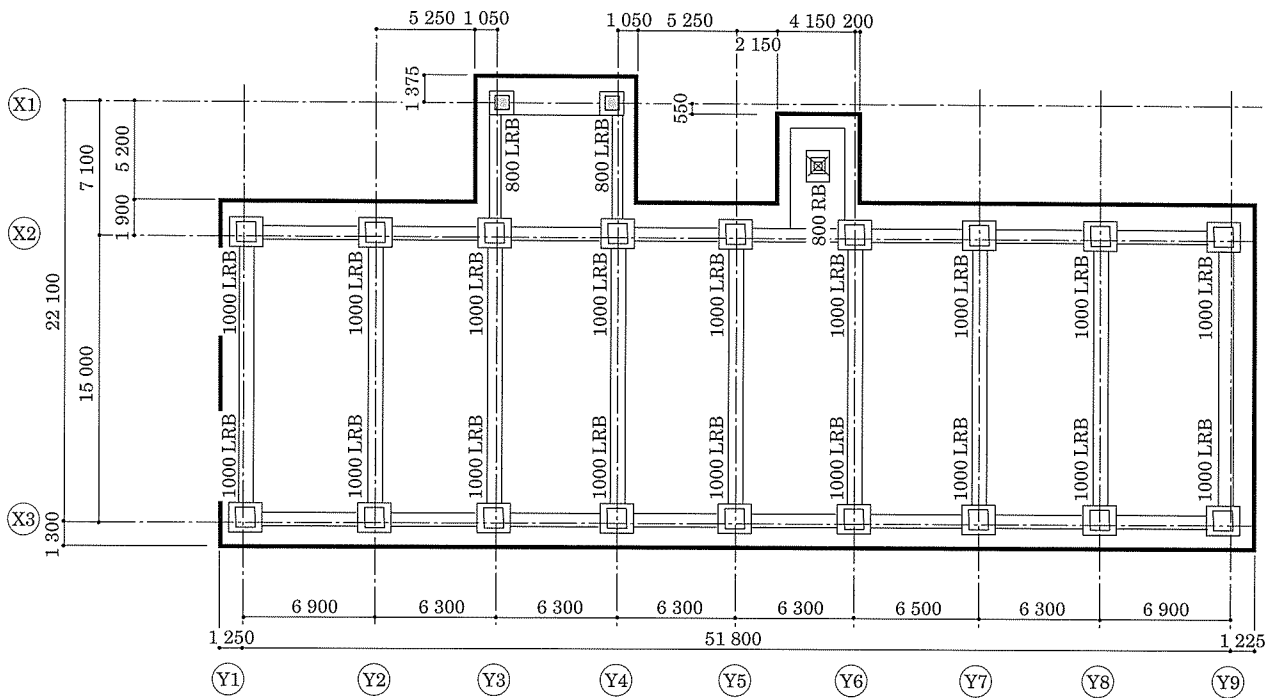


図 - 2 基準階平面

表 - 1 免震周期特性

ケース	次数	長辺方向		短辺方向	
		固有周期 (秒)	刺激係数 (β)	固有周期 (秒)	刺激係数 (β)
1. 上部構造 1 階床位置固定時	1	1.014	1.306	0.613	1.506
	2	0.333	0.469	0.144	0.722
	3	0.191	0.280	0.069	0.334
2. 小振幅時 ($\delta = 2$ cm 時)	1	1.863	1.155	1.725	1.149
	2	0.516	0.192	0.419	0.157
	3	0.266	0.052	0.108	0.011
3. 稀に発生する地震動に相当 ($\delta = 10$ cm 時)	1	2.951	1.063	2.871	1.054
	2	0.551	0.076	0.436	0.056
	3	0.270	0.017	0.108	0.004
4. 極めて稀に発生する地震動に相当 ($\delta = 25$ cm 時)	1	3.809	1.038	3.748	1.031
	2	0.560	0.046	0.440	0.033
	3	0.271	0.010	0.108	0.002
5. 余裕度相当 ($\delta = 40$ cm 時)	1	4.198	1.031	4.142	1.026
	2	0.562	0.037	0.441	0.027
	3	0.271	0.002	0.108	0.002



名称	記号	符号	サイズ	基礎	免震基礎サイズ
鉛プラグ挿入型積層ゴム支承 LRB	■	800 LRB	□ 800	2	1 300×1 300×1 750
	□	1000 LRB	□ 1000	18	1 500×1 800×1 750
天然ゴム系積層ゴム支承 RB	⊠	800 RB	□ 800	1	1 600×1 300×1 750
合計				21	

図 - 3 免震部材の配置

した。

2.3 免震層および基礎

免震層は、常時における積層ゴムの面圧に上部構造の応答転倒モーメントおよび上下動応答による変動軸力を考慮して計画した。積層ゴムの常時における許容面圧は、その形状係数およびせん断変形レベルにより異なるが $10 \text{ N/mm}^2 \sim 15 \text{ N/mm}^2$ の範囲で計画した。免震部材の種類は、支持面積の大きい角型の鉛プラグ入り積層ゴムとした。免震周期は、極めて稀に発生する地震動時における等価周期が 4 秒程度を目標に計画した。また、基礎は GL - 40 m の N 値 60 以上の下総層群を支持層とする場所打ち造成杭による杭基礎構造とした。計画した免震層を図 - 3 に示し、建物各方向における免震周期特性を表 - 1 に示す。

3. 設計検討

3.1 検討方針

PCaPC 免震建物の設計検討は、一般の免震構造と同様、常時荷重、地震時、および暴風時における外力に対して建築物が十分な安全性を有していることを確認する。常時荷重に対する検討は、現行の PC 造建築物に適用される関連告示および設計諸規準に従い、許容応力度設計および荷重係数を乗じた終局耐力設計により長期的な使用性を有することを確認する。地震時に対する検討は、架構の静的解析

および動的解析を実施し、その解析結果に対して設定された目標性能を満足することを確認する。静的解析は建物各方向に対する非線形漸増荷重解析とし、その層せん断力と分布は免震部材を含む建物全体を対象にした極めて稀に発生する地震動による予備応答解析の結果より求めるものとする。動的解析は、建物各方向における静的解析の結果より得られた層せん断力-層間変形関係より作成した質点系の振動モデルを対象に各地震動レベルについて実施し、その解析結果に対して設定された目標性能を満足することで、地震動に対する建築物の安全性を確認する。

3.2 静的解析

上部構造の地震外力に対する検討は、建物の各方向における非線形漸増荷重解析に対して設定された目標性能を満足することを確認する。上部構造の解析条件および各解析結果に対する目標性能を、次に示す。

- 建物の解析モデルは剛床仮定が成立するものとして基礎固定の平面フレームモデルとする。
- 部材の解析モデルはトリリニア型の材端剛塑性曲げばねモデルとする。
- 設計用せん断力とその分布は、極めて稀に発生する地震動レベルとして、建告 1461 号で定められる加速度応答スペクトルに適合する告示波 3 波、および標準観測波 3 波 (EL CENTRO 1940 NS, TAFT 1942 EW および

HACHINOHE 1968 EW) による予備応答解析の結果を上回るよう設定する。

- d) 常時荷重による力は、その有効部材力を架構の漸増載荷解析前に各部材端に載荷する。ただし、有効不静定力が当該材端の曲げ終局耐力の 30 % 以下の場合は省略する。
- e) PC 架構の降伏形は梁降伏先行型とする。
- f) 建物の解析方向は、長辺および短辺方向とも単独に実施する。
- g) 建物各方向の解析結果より動的解析用の振動モデルを作成する。

予備応答解析の結果より求めた設計用層せん断力を表 - 2 に示し、千葉みなと計画において設定された非線形漸増載荷解析に対する目標性能を表 - 3 に示す。

3.3 解析モデル

建物の解析モデルは、剛床仮定が成立するものとして平面フレームモデルとした。柱梁部材の解析モデルは、線材置換による材端剛塑性ばねモデルとし、その復元力特性をコンクリートの曲げび割れおよび引張 PC 鋼材の降伏を折れ点とするトリリニア型とした。耐力壁は、同一平面上で壁の周辺が境界柱および境界梁で囲まれた壁谷澤モデル

を用いた。

耐力壁の境界柱は、剛体と仮定した境界梁にピン接合して非線形の軸ばねに置換する。壁板部は上下の境界梁に剛塑性曲げばねを配した柱部材に置換する。耐力壁の復元力特性は曲げ成分とせん断成分に分離し、それぞれの変形を連成したモデルとする。解析に用いる柱梁部材の初期剛性 K_e 、降伏時の剛性低下率 α_y 、曲げび割れ耐力 M_c および曲げ終局耐力 M_u の式は、文献 1) のとおりとする。架構および耐力壁の解析モデルを、図 - 4 および図 - 5 に示す。

3.4 静的解析結果

上部構造の静的解析は、建物の各方向とも予備応答解析の結果から得られた層せん断力およびその分布を用いて各方向の平面フレームモデルを対象に実施した。解析結果を表 - 4 に示し、層せん断力-層間変形角関係を図 - 6 に示す。静的解析の結果は、目標性能をすべて満足している。

3.5 振動モデルの作成

上部構造の振動モデルは、静的解析結果のうち、建物各方向における層せん断力-層間変形角関係を用いて層のひび割れ耐力、および層の降伏耐力を折れ点とするトリリニア型の等価曲げせん断ばねモデルに置換した。免震層は、すべての免震部材を種類ごとにまとめたバイリニア型の等価

表 - 2 設計用層せん断力

階	W_i (kN)	ΣW_i (kN)	分布	$C_B = 0.1$		$C_B = 0.12$		$C_B = 0.15$	
				C_i	Q_i	C_i	Q_i	C_i	Q_i
PH	644	644		$K = 1$	644				
19	8 481	9 125	4.00	0.400	3 650	0.480	4 380	0.600	5 475
18	10 542	19 667	3.00	0.300	5 900	0.360	7 080	0.450	8 850
17	10 542	30 209	2.60	0.260	7 854	0.312	9 425	0.390	11 782
16	10 542	40 751	2.40	0.240	9 780	0.288	11 736	0.360	14 670
15	10 542	51 293	2.20	0.220	11 284	0.264	13 541	0.330	16 927
14	10 542	61 835	2.05	0.205	12 676	0.246	15 211	0.308	19 014
13	10 542	72 377	1.90	0.190	13 752	0.228	16 502	0.285	20 627
12	10 542	82 919	1.76	0.176	14 594	0.211	17 512	0.264	21 891
11	10 542	93 461	1.63	0.163	15 234	0.196	18 281	0.245	22 851
10	10 542	104 003	1.52	0.152	15 808	0.182	18 970	0.228	23 713
9	10 542	114 545	1.43	0.143	16 380	0.172	19 656	0.215	24 570
8	10 542	125 087	1.35	0.135	16 887	0.162	20 264	0.203	25 330
7	10 542	135 629	1.28	0.128	17 361	0.154	20 833	0.192	26 041
6	10 542	146 171	1.22	0.122	17 833	0.146	21 399	0.183	26 749
5	10 542	156 713	1.17	0.117	18 335	0.140	22 003	0.176	27 503
4	10 542	167 255	1.12	0.112	18 733	0.134	22 479	0.168	28 099
3	10 542	177 797	1.08	0.108	19 202	0.130	23 042	0.162	28 803
2	10 542	188 339	1.04	0.104	19 587	0.125	23 505	0.156	29 381
1	10 531	198 870	1.00	0.100	19 887	0.120	23 864	0.150	29 831
免震層	17 179								

表 - 3 上部構造の目標性能

設計用ベース シアー係数	最大層間変形角 (短辺方向)	PC 梁 (塑性率)	PC 柱 1 階柱脚 (塑性率)	RC 耐力壁 (せん断耐力)	PC 境界柱 (軸塑性率)
$C_B = 0.10$	1/200 以下 (1/400 以下)	0.8 以下	0.8 以下	—	—
$C_B = 0.12$	—	1.0 以下	1.0 未満	短期許容 耐力以下	1.0 未満
$C_B = 0.15$	1/100 以下 (1/200 以下)	1.5 以下	1.0 以下	終局 耐力以下	1.0 以下

表 - 4 静的解析結果

長辺方向				短辺方向			
ベースシア係数 (C_B)	最大層間変形角 (Radian)	PC 梁 (塑性率)	1 階 PC 柱脚 (塑性率)	ベースシア係数 (C_B)	最大層間変形角 (Radian)	RC 耐力壁 (せん断耐力)	1 階 PC 柱脚 (軸塑性率)
0.10	1/763	0.34	0.03	0.10	1/1621	—	0.28
0.12	1/489	0.56	0.04	0.12	1/1200	—	0.30
0.15	1/312	0.92	0.11	0.15	1/1024	—	0.33
0.18	1/100	3.67	0.21	0.37	1/200	—	3.15

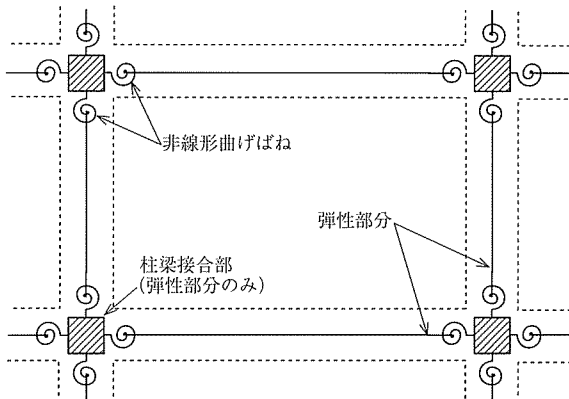


図 - 4 架構の解析モデル

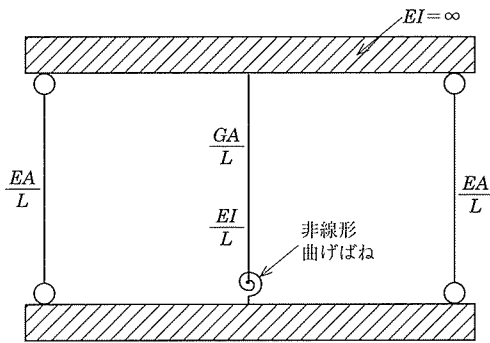


図 - 5 耐力壁の解析モデル

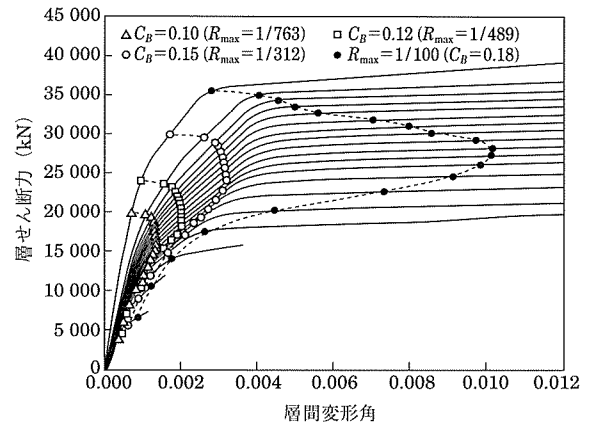
せん断ばねを並列に並べて免震層を表現した。また、免震層に、各杭および各免震部材の軸剛性をまとめて弾性の曲げばねに配置した。

4. 地震応答解析

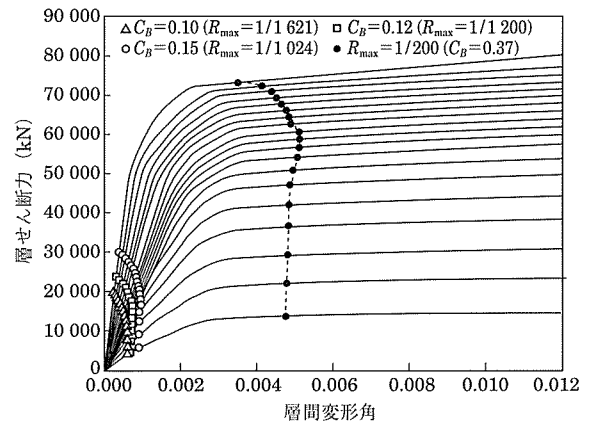
静的解析の結果をもとに作成した建物各方向における 1 質点系の振動モデルを対象に地震応答解析を実施して、解析結果より建物の対地震安全性を検証した。地震応答解析に対する目標性能を、表 - 5 に示す。解析モデル、使用地震記録、履歴特性モデル、および解析条件を含めて結果を

表 - 5 応答結果に対する目標性能

地震レベル	層間変形角	応答層せん断力	免震材料 (免震層)	下部構造
稀に発生する地震動	1/400 以下	層のひび割れ耐力以内	安定変形 30 cm ($\gamma = 150\%$) 以内 引抜力が生じない	許容応力度以内
極めて稀に発生する地震動	1/200 以下	層の弾性限耐力以内	性能保証変形 50 cm ($\gamma = 250\%$) 以内 引抜力が生じない	許容応力度以内



(a) 層せん断力と層間変形角の関係(長辺方向)



(b) 層せん断力と層間変形角の関係(短辺方向)

図 - 6 層せん断力-層間変形角関係

報告する。

4.1 解析モデル

建物の解析モデルは、上部構造を質点系の等価曲げせん断ばねとした。免震部材および杭の軸ばねに対する影響は、質点系の上部構造モデルの 1 階に等価な弾性の曲げばねに置換して配置し、下部構造を含めた上部構造の周期特性が等価になるよう考慮した。解析に用いた振動モデルを図 - 7 に示す。

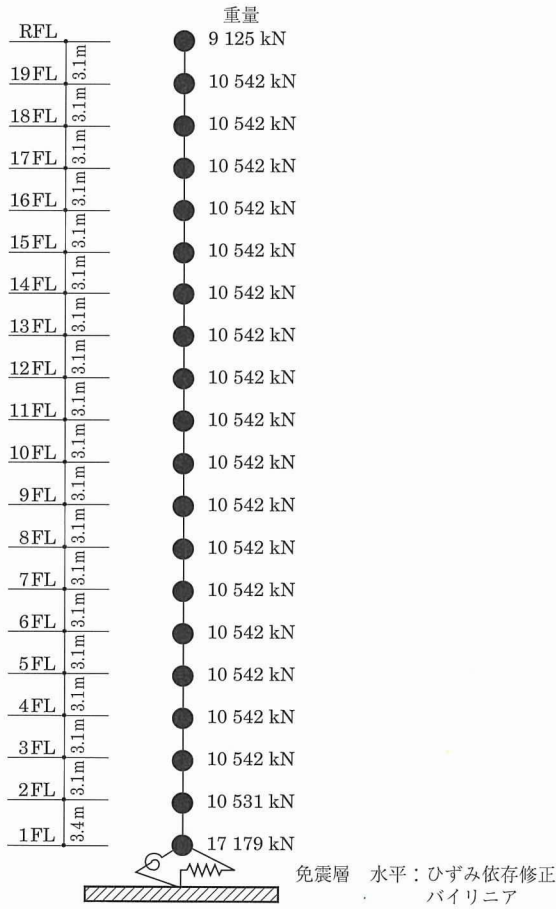
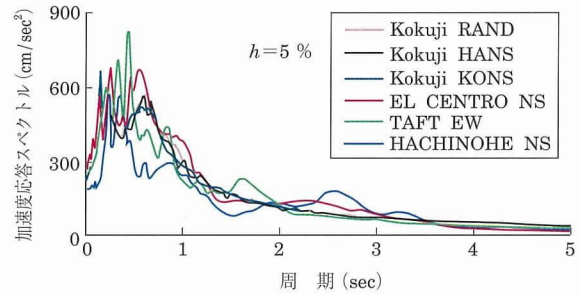


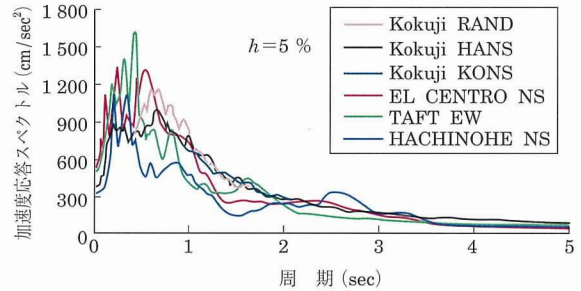
図 - 7 振動モデル

4.2 使用地震動

使用地震動記録は、建告 1461 号で定められた加速度応答スペクトルを満足するよう作成した工学的基盤波 3 波（以下、告示波という）および観測波 3 波の計 6 波とした。地震動レベルは、稀に発生する地震動および極めて稀に発生する地震動、の 2 レベルとした。観測波については、最大速度で 25 cm/s および 50 cm/s に規準化した波を、それぞれ稀に発生する地震動および極めて稀に発生する地震動として振動モデルの基部への入力とした。また、告示波 3 波については、表層地盤の振動特性に基づく shake 波を振動モデルの基部への入力とした。入力地震動一覧を表 - 6 に示し、稀におよび極めて稀に発生する地震動として使用した各地震波の加速度応答スペクトル ($h = 5\%$) を、図 - 8 に示す。



(a) 各地震波の加速度応答スペクトル(稀に発生する地震動)



(b) 各地震波の加速度応答スペクトル(極めて稀に発生する地震動)

図 - 8 各地震波の加速度応答スペクトル

4.3 使用履歴特性

地震応答解析に使用する履歴特性モデルは、上部構造の長辺方向は PCaPC 架構の特性を考慮して非線形弾性とし、短辺方向の連層耐力壁については非線形弾性の特性をもつ純 PC 境界柱と武田履歴モデルの特性をもつ RC 壁板の両履歴特性を考慮して原点指向型とした。免震層をひずみ依存型修正バイリニアモデルとした。図 - 9 および図 - 10 に、

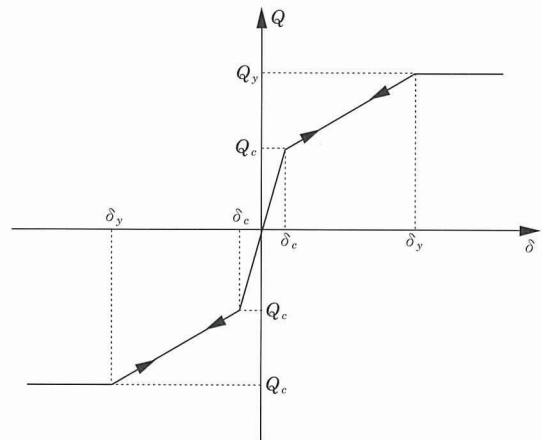


図 - 9 上部構造長辺方向の履歴モデル

表 - 6 入力地震動一覧

地震記録名	最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)	最大加速度 (cm/s ²)		継続時間 (sec)
			稀に発生する地震動	極めて稀に発生する地震動	
Kokuji RAND	392.14	47.73	198.82	386.87	120.0
Kokuji HANS 1968 NS	428.43	43.41	228.31	398.99	120.0
Kokuji KONS 1995 NS	383.85	56.01	195.64	406.14	75.0
EL CENTRO 1940 NS	341.70	33.45	255.45	511.00	50.0
TAFT 1942 EW	175.90	17.71	248.33	496.76	50.0
HACHINOHE 1968 EW	182.90	35.81	127.69	255.38	50.0

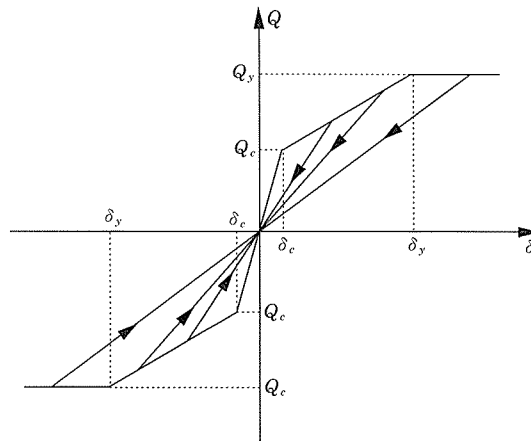


図 - 10 上部構造短辺方向の履歴モデル

表 - 7 (a) 応答解析の結果 (上部構造)

入力地震動		長辺方向				短辺方向			
		加速度 (cm/s ²)	速度 (cm/s)	層間変形角 (Radian)	1層せん断力 係数 (C _B)	加速度 (cm/s ²)	速度 (cm/s)	層間変形角 (Radian)	1層せん断力 係数 (C _B)
稀に発生する地震動	Kokuji RAND	153.2	31.3	1 / 1 511	0.044	187.2	30.1	1 / 2 447	0.046
	Kokuji HANS	152.7	27.3	1 / 1 758	0.044	185.6	37.2	1 / 2 489	0.046
	Kokuji KONS	177.1	37.9	1 / 1 532	0.052	191.2	38.1	1 / 2 442	0.052
極めて稀に発生する地震動	Kokuji RAND	263.8	57.3	1 / 1 033	0.075	209.0	58.4	1 / 2 108	0.075
	Kokuji HANS	219.3	64.5	1 / 1 064	0.070	201.4	68.0	1 / 2 147	0.075
	Kokuji KONS	248.0	75.2	1 / 913	0.085	289.3	75.3	1 / 1 643	0.083

表 - 7 (b) 応答解析の結果 (免震層)

入力地震動		長辺方向				短辺方向			
		せん断力 (kN)	水平変形 (cm)	転倒モーメント (× 10 ⁶ kNm)	最大軸力比	せん断力 (kN)	水平変形 (cm)	転倒モーメント (× 10 ⁶ kNm)	最大軸力比
稀に発生する地震動	Kokuji RAND	8 894	5.59	0.52	0.27	9 168	6.10	0.55	0.38
	Kokuji HANS	9 459	6.65	0.46	0.23	9 312	6.37	0.54	0.37
	Kokuji KONS	10 084	7.91	0.53	0.27	11 273	10.68	0.56	0.38
極めて稀に発生する地震動	Kokuji RAND	16 098	25.70	0.76	0.39	15 997	25.39	0.67	0.46
	Kokuji HANS	15 903	25.11	0.76	0.39	15 684	24.45	0.68	0.45
	Kokuji KONS	17 601	30.29	0.81	0.42	17 838	31.02	0.83	0.57

上部構造の各履歴特性を示す。

4.4 応答計算

応答計算は、Newmarkのβ法(β = 0.25)による数値積分とした。上部構造の内部粘性減衰は、瞬間剛性に比例すると仮定して弾性1次モードに対して3%を考慮した。免震層については、内部粘性減衰を考慮せず履歴エネルギーの消費のみとした。

4.5 地震応答解析結果

静的解析の結果をもとに作成した建物各方向における1質点系の振動モデルを対象に地震応答解析を実施した。告示3波による地震応答解析の結果を表-7に示し、最大応答層間変形角を図-11に示す。動的解析の結果は、目標性能をすべて満足している。

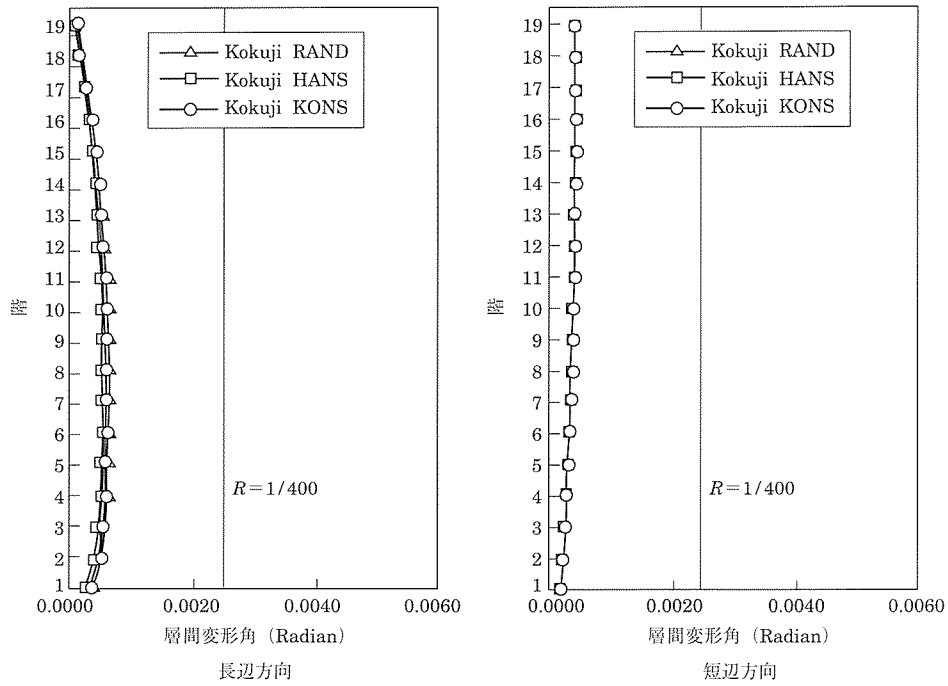
5. おわりに

PCaPC免震構造は、1980年代後半から開発を始めてきたが、当時、耐震構造の全盛時代であり実施の機会に恵まれ

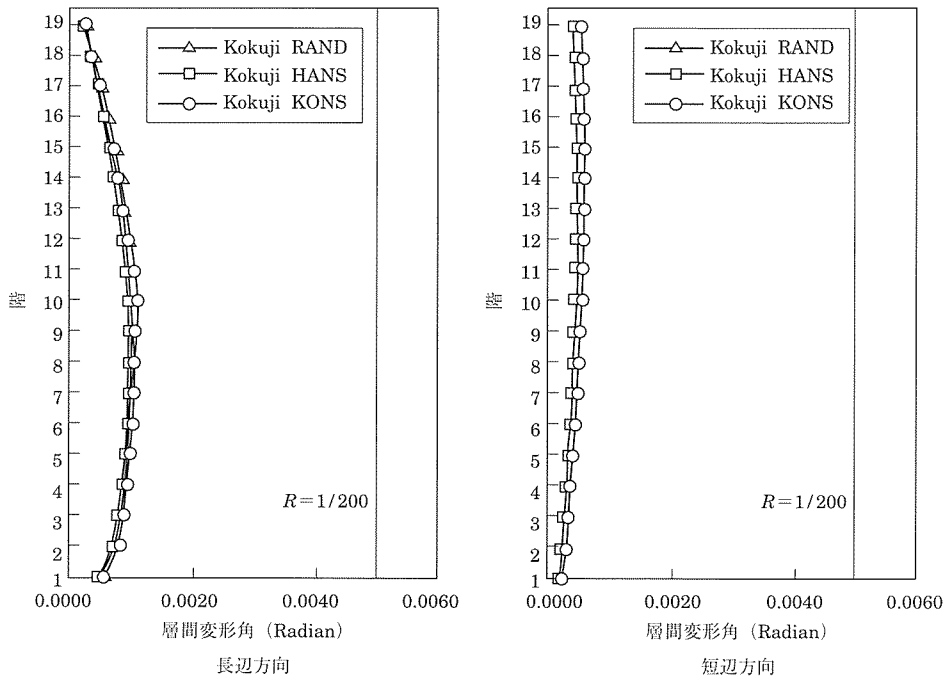
なかった。また、1995年に発生した兵庫県南部地震を契機に、免震構造の普及が進み年間100件を超える建物が着工されるようになった。PCaPC架構の特性は、地震動時における架構の履歴エネルギーの消費は小さいゆえ、応答変形に伴うダメージがほとんど残らない。さらに、復元性がきわめて高いことから免震との組合せは最適と考えられている。最近、PCaPC超高層免震建物も実現している。PCaPC免震建物の発展に期待し、本計画(みなと計画)を進めていただいた関係諸氏一同に敬意を表します。

参考文献

- 1) 林, 岡本, 小谷, 加藤, 傅, "PC部材の履歴特性とPC造建物の地震応答性状", プレストレストコンクリート技術協会誌, pp.57 ~ 67, Vol.37, No.4, Jul, 1995.
- 2) 浜田, 市澤, 傅, 他 "PCaPC免震建物の地震挙動" (その1 検討方針), (その2 上部構造の静的解析検討), (その3 地震応答解析による検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, No.23469 ~ 71, 2000年9月, 東北.



(a) 最大応答層間変形角(稀に発生する地震動)



(b) 最大応答層間変形角(極めて稀に発生する地震動)

図 - 11 最大応答層間変形角

- 3) 小堀, 佐藤, 林, 他 "PCaPC 免震共同住宅の地震挙動" (その1 構造計画と検討方針), (その2 上部構造の静的解析検討), (その3 地震応答解析による検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, No.23453 ~ 55, 2001年9月, 関東.
- 4) 時本, 大迫, 傅, 他 "PCaPC 超高層免震建築物の検討" (その1 基

本計画), (その2 静的解析による検討), (その3 動的解析による検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, No.23507 ~ 09, 2002年8月, 北陸.

【2005年4月22日受付】