

プレキャストプレストレストコンクリート造建物の 地震応答性状について

岡本 伸^{*1}・加藤 博人^{*2}・林 三雄^{*3}・石井 孝幸^{*4}

1. はじめに

プレキャストプレストレストコンクリート構造（以下、プレキャスト PC 造と略記）は、建築の工業化が進む中、常時荷重下においてほぼ完全な弾性性状を示すという PC 特有の構造性能と圧着接合による施工面の信頼性からコンクリート系の工業化構法として一定の地位を占めてきた。しかしながら、一方では、日本は地震多発国であるという国情から、このプレキャスト PC 造特有の弾性的な履歴性状が、鉄筋コンクリート構造（以下、RC 造と略記）に比べて PC 部材の弾・塑性域における地震時のエネルギー吸収（履歴減衰）を小さくし、建物の応答を大きくする傾向にあることから、PC 造建物は、耐震性の評価が難しい構造であるとの指摘も受けている。これは、構造の基本的な応答性状としては異論はさむ余地はないが、単に部材の履歴性状のみを捉えて建物の耐震性能を評価したものとすれば、適切な判断とは言い難い。耐震性能の評価は、本来はその構造が持つ固有の振動特性、強度レベル、変形能ならびに設計法・等、総合的な判断からなされるべきものである。

一般にプレキャスト PC 造建物は、大スパン構造が多く、その横剛性に対する建物重量が他の構法に較べ相対的に大きくなる傾向にある。したがって、通常のコンクリート系構造に較べ建物の周期が長くなり、地震動に対する応答も幾らか小さくなること、また終局強度設計に

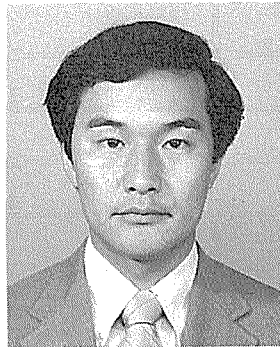
採用している荷重係数を考慮すると、部材の履歴減衰が他構法に比べて幾らか小さいことを、十分に補っているとは判断できる。また、PC 部材のエネルギー吸収能については、予め降伏ヒンジを計画する部材の接合部に普通鉄筋を配置し、プレストレスト鉄筋コンクリート構造（以下、PRC 造と略記）にすれば、安定した履歴減衰が得られることもよく知られている。

本誌に報告するプレキャスト PC 造建物は、建設省（建築研究所；BRI）とアメリカ国立科学財団（NSF）による第 4 次の日米共同研究として組織された“プレキャスト耐震構造システムに関する日米共同技術調査委員会”（JTCC-PRESSS；U.S.-Japan Joint Technical Coordinating Committee on Precast Seismic Structural Systems）において、日米双方の試設計建物の“PROTOTYPE”（原型）として合意された日本側の 3 試設計例中の 1 つで、大スパン対応型の構造として計画された建物である。そのプレキャスト構法の概念を図-1 に示す。

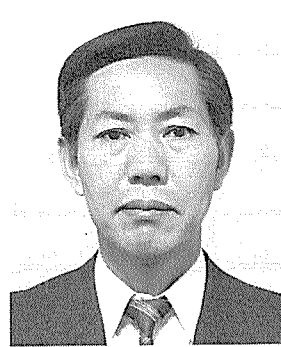
建物に用いられた PC 造に関する設計手法は、ヒンジ領域における履歴エネルギーの吸収能を高めるために、梁端接合部に多量の普通鉄筋と PC 鋼材を配置したプレキャスト方式の PRC 構造（3 種 PC）である。建物の耐震設計は、高層 RC 造建物の耐震検討としてよく用いられる方法を参考にして、常時荷重時は弾性解析を行い、地震時についてはフレームの崩壊メカニズムを設定



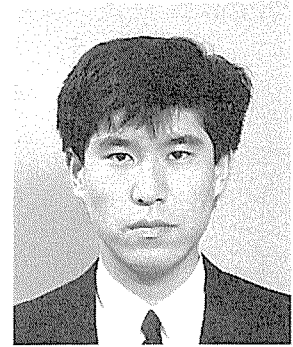
*1 Shin OKAMOTO
建設省 建築研究所
所長



*2 Hiroto KATO
建設省 建築研究所
第 4 研究部



*3 Mitsuo HAYASHI
(株)ピー・エス
建築技術部



*4 Takayuki ISHII
(株)ピー・エス
建築技術部

して部材の終局強度をもとに水平耐力を付与する方法とした。また、建物の変形、各部材の応力および保有耐力の算定は、静的弾塑性解析によることにし、動的応答性状については、質点系ならびにフレーム応答解析を行い、その結果から建物の安全性を検討することにした。

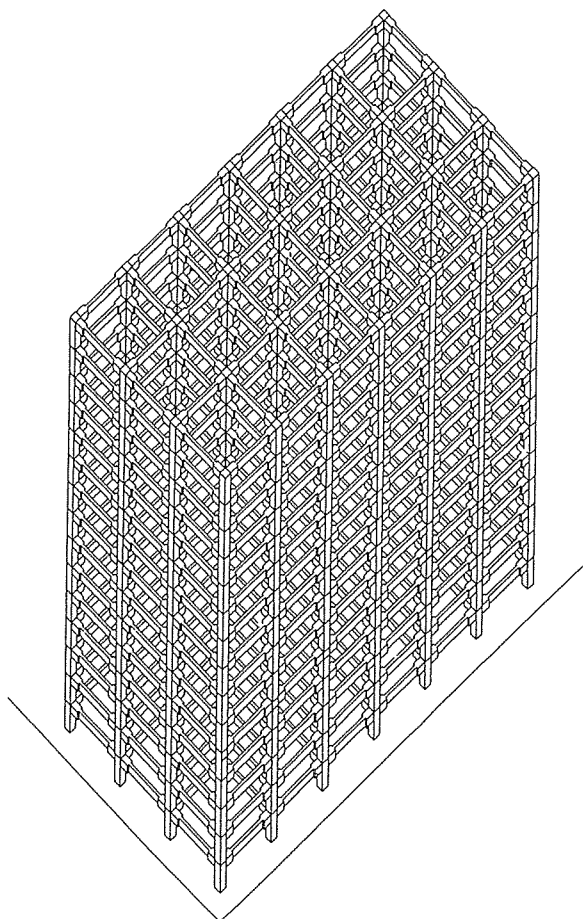


図-1 プレキャスト PC 建物の概要

以下、構造の耐震性能の検討に用いた部材の非線形解析モデル、履歴モデルの実験的研究結果との対比、動的応答性状、応答解析結果および設計法・等について1990年より3年間にわたりJTCC-PRESSS Meetingsを通して検討してきたプレキャスト PC 造建物（以下、PRESSS-PC 建物と略記）の概要を報告する。

2. PRESSS-PC 建物の概要

解析的検討に用いた建物は、15階建プレキャスト PC 造フレーム構造の事務所建築である。平面計画は、X 方向 60 m (10 m×6 スパン)、Y 方向 30 m (10 m×3 スパン) の長方形である。建物の高さは、地上 57 m の高層型で地下階はない。階高は、各階とも 3.8 m である。基準階の平面および X, Y 各方向の軸組を各図-2, 3に、仮定した柱・梁の断面寸法を表-1に示す。

表-1 柱・梁の断面

(B×D, 単位: mm)

階数	柱	X 方向 梁		Y 方向 梁	
		中央	端部	中央	端部
R	-	400×1 000	(900×1 000)	400×1 100	(900×1 100)
15	1 000×1 000	400×1 000	(900×1 000)	400×1 100	(900×1 100)
14	1 000×1 000	400×1 000	(900×1 000)	400×1 100	(900×1 100)
13	1 000×1 000	400×1 000	(900×1 000)	400×1 100	(900×1 100)
12	1 000×1 000	400×1 000	(900×1 000)	400×1 100	(900×1 100)
11	1 000×1 000	400×1 000	(900×1 000)	400×1 100	(900×1 100)
10	1 000×1 000	400×1 000	(900×1 000)	400×1 100	(900×1 100)
9	1 000×1 000	450×1 000	(950×1 000)	450×1 100	(950×1 100)
8	1 100×1 100	450×1 000	(950×1 000)	450×1 100	(950×1 100)
7	1 100×1 100	450×1 000	(950×1 000)	450×1 100	(950×1 100)
6	1 100×1 100	450×1 000	(950×1 000)	450×1 100	(950×1 100)
5	1 100×1 100	450×1 000	(950×1 000)	450×1 100	(950×1 100)
4	1 100×1 100	450×1 000	(950×1 000)	450×1 100	(950×1 100)
3	1 100×1 100	450×1 000	(950×1 000)	450×1 100	(950×1 100)
2	1 100×1 100	450×1 000	(950×1 000)	450×1 100	(950×1 100)
1	1 100×1 100	1 500×5 000		1 500×5 000	

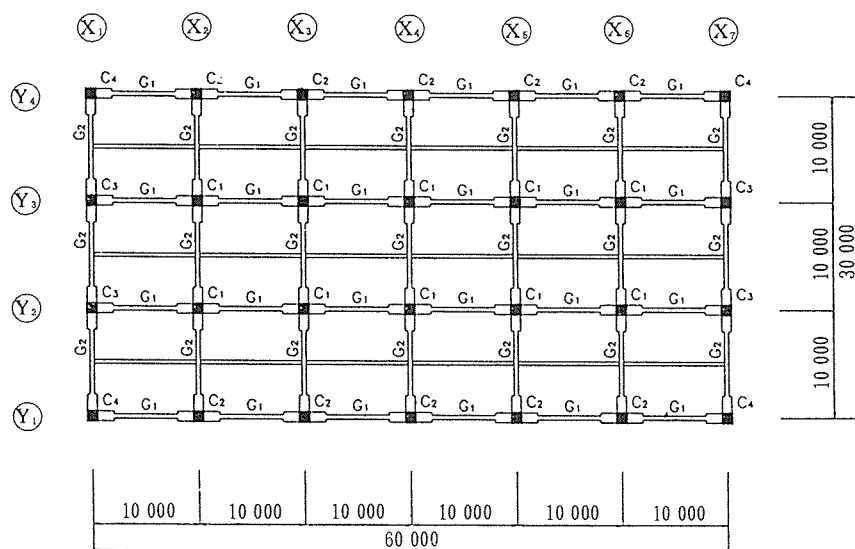


図-2 基準階の平面

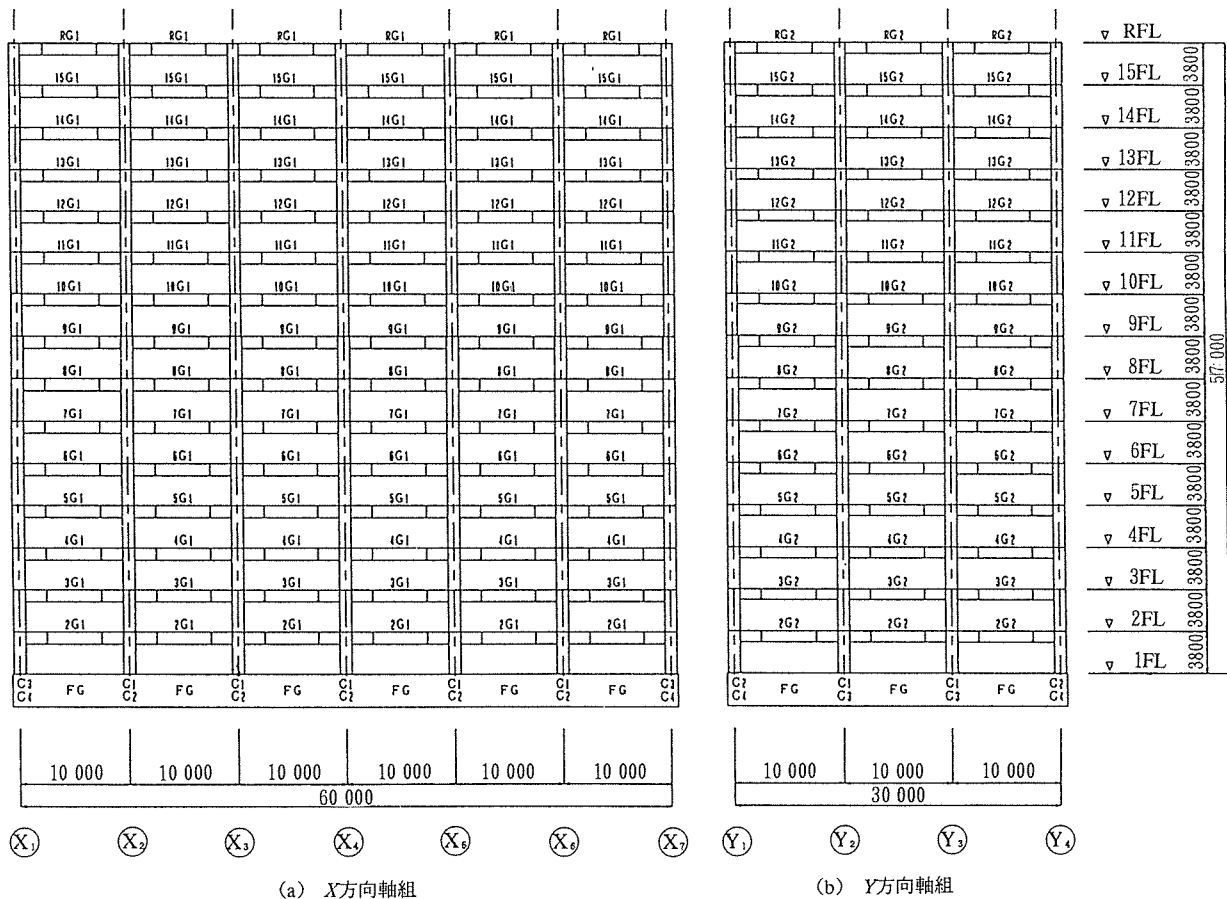


図-3 X, Y方向軸組

PRESSS-PC 建物に用いた材料は、コンクリートの圧縮強度をプレキャスト部材；630 kgf/cm²、場所打ち部；360 kgf/cm² とし、PC 鋼材は梁；PC 鋼より線 (SWPR 7 B)、柱；PC 鋼棒 (SBPR 110/125) とした。鉄筋については、柱梁接合部；SD 390、その他；SD 295、横補強筋；柱梁共通に高強度異形 PC 鋼棒とした。また床構造は、プレキャスト PC 合成ブラグとし、外壁には軽量 Pca 板を使用した。

3. 設計方針

PRESSS-PC 建物の構造設計は、日本建築学会および日本建築センターの関連諸規・基準・指針ならびに最近の高層 RC 造建物の設計法を参考に行った。また、

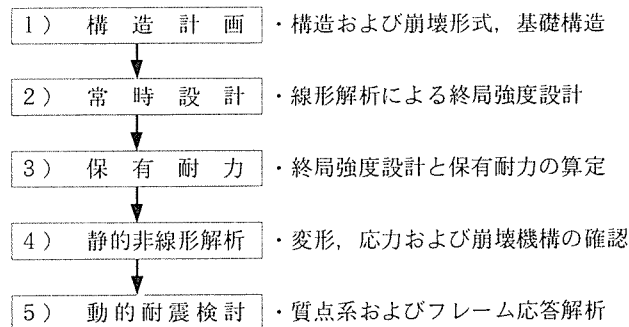


図-4 設計フロー

フレームの崩壊機構は梁降伏型とし、耐震設計に用いる地震力分布は建設省告示第 1793 号に基づく A_i モードとした。図-4 にその設計および検討フローを示し、各項目の概要について記述する。

1) 構造計画；構造形式、崩壊機構、および使用材料等の選定。想定するフレームの崩壊機構を図-5 に示す。

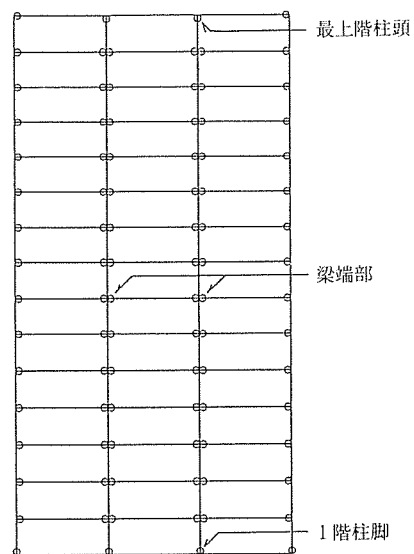


図-5 フレームの想定崩壊機構

2) 常時荷重時；諸規・基準および諸指針に基づき線形解析による部材の終局強度設計。

3) 保有耐力；学会 PC 規準, PRC 指針および ACI 方式による部材強度をもとに保有耐力の算定と部材に対する余裕度の付与。PRESSS-PC 建物では暫定的に付与する保有耐力を $D_s=0.35$ とし, 機構保証用の各部材に対する強度余裕度を表-2 に示す値とした。

表-2 部材の強度余裕度

部 材	曲げ	せん断	軸力状態
中・外柱	1.3	1.3	圧縮時
隅柱	1.5	1.3	圧縮時
外・隅柱	1.0	1.3	引張時
梁	-	1.3	-

4) 静的非線形解析

常時荷重の载荷状態で静的地震力による建物の層間変形, 崩壊機構, 保有耐力および各部材の応力・変形ならびに各部材の塑性率の検証を行う。地震力の分布は A_i モードとし, それを各層のスラブ位置に漸増荷重として作用させて解析する。部材の解析モデルは, 線材置換による材端剛塑性バネ法等とし, その非線形性状をコンクリートの曲げひび割れおよび引張鋼材の降伏点を折れ点とするトライリニアールモデルとする。柱・梁接合部は, 剛域またはシアパネルモデルとし, 各方向単位に連成のフレームモデルとして解析する。フレームの解析モデ

表-3 静的非線形解析のクライテリア

層せん断力 (C_B)	最大層間変形角 (δ/h)	部材塑性率 (θ/θ_y)
0.168	1/200~1/150	鉄筋未降伏
0.251	1/100 程度	PC 鋼材未降伏
0.293	1/50 程度	PC 梁; 3 以下 PC 柱; 2 以下
		想定メカニズムの確認

ルおよび部材の非線形モデルを各図-6 および 7 に, 解析結果に対するクライテリアを表-3 に示す。また, 解析に用いる主な各式は, 以下のとおりとした。

$$K_E = l / \{ l^2 / (3 E_c \cdot I_e) + k / (G \cdot A_c) \}$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 n \cdot p_t + 0.043 a / D + 0.33 \eta) \cdot (d / D)^2$$

$$M_c = 1.8 \sqrt{F_c} \cdot Z_e + (N + P_e) \cdot D / 6$$

$$M_y = 0.9 \sigma_y \cdot a_t \cdot d + (P_y + N) \cdot (1 - q) d$$

$$\eta = (N + P_e) / (b \cdot D \cdot F_c), q = (P_y + N) / (b \cdot d \cdot F_c)$$

ここに,

K_E ; 剛性

α_y ; 剛性低下率 (菅野式)

M_c ; 曲げひび割れ強度

M_y ; 曲げ終局強度

l ; 部材のフェースから反曲点までの長さ

I_e ; 有効断面二次モーメント

Z_e ; 有効断面係数

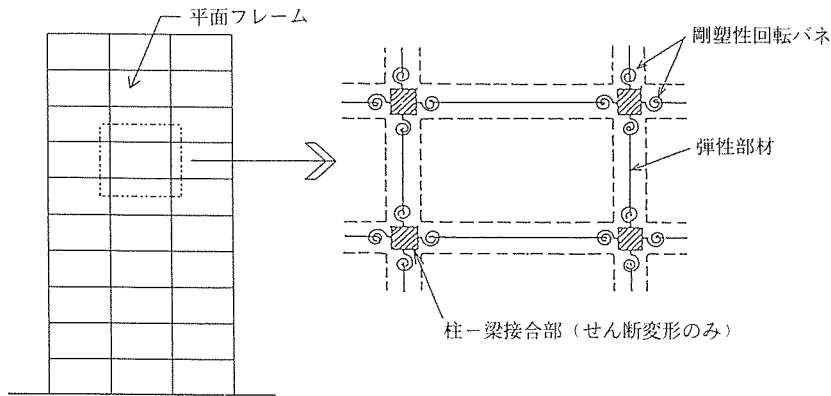


図-6 静的非線形解析モデル

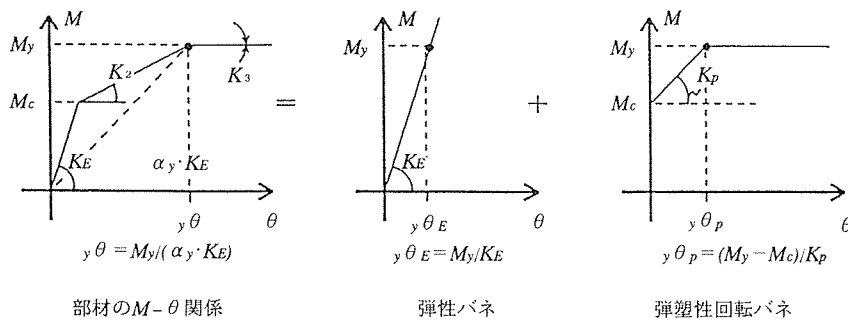


図-7 部材の非線形モデル

- A_c ; 断面積
- E_c ; コンクリートの弾性係数
- G ; コンクリートのせん断弾性係数
- n ; 弾性係数比
- k ; 形状係数
- p_l ; 引張鉄筋比
- F_c ; コンクリートの圧縮強度
- P_e ; 有効プレストレス
- P_y ; PC 鋼材の降伏強度
- N ; 軸力
- a_l ; 鉄筋断面積
- a ; シアースパン
- b ; 部材の幅
- d ; 部材の有効成
- D ; 部材成を示す。

ただし、引張鉄筋比 (p_l) の値は PC 鋼材を含める。

5) 動的耐震検討

a) 質点系応答解析

地震動による建物の動的特性ならびに各層レベルの応答せん断力と層間変形を確認する。解析モデルは、静的非線形解析により得た層せん断力・層間変形の関係からトライリニア型の等価せん断バネに置換し、1層脚部を固定とする各層1質点・1等価せん断バネか

らなる簡易モデルとする。なお、各層の質量は各スラブ位置に集中していると見なす。入力地震動は、使用する各地震波記録の地表の最大速度を 25 および 50 cm/sec に規準化 (Amplitudes) した 2 レベル (中および大地震動に相当) の加速度を用いる。解析結果の検討用クライテリアを表-4 に、等価せん断バネの置換方法および質点系振動モデルを各図-8 および 9 に

表-4 動的解析結果検討用クライテリア

地震波記録の規準化 (最大速度)	質点系応答解析		フレーム応答解析	
	層間変形角	層・塑性率	層間変形角	部材塑性率
レベル1 (25 cm/sec)	1/200 以下	1.0 以下		
レベル2 (50 cm/sec)	1/100 以下	2.0 以下	1/100 以下	梁; 3.0 以下 柱; 2.0 以下

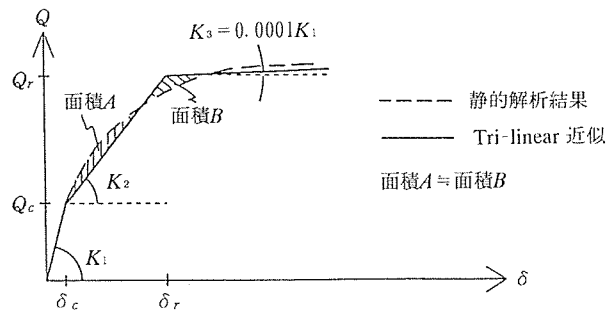


図-8 等価せん断バネの置換

階	h (cm)	W (tf)	K_1 (tf/cm)	Q_c (tf)	δ_c (cm)	K_2 (tf/cm)	Q_y (tf)	δ_y (cm)	K_3 (tf/cm)
15	380.	2266.	3855.	428.	0.111	960.	2040.	1.790	$0.0001 K_1$
14		2022.	4202.	561.	0.134	1105.	3110.	2.440	
13			4323.	583.	0.135	1176.	3960.	3.007	
12			4440.	611.	0.138	1248.	4772.	3.473	
11			4539.	648.	0.143	1289.	5465.	3.880	
10			4632.	714.	0.154	1320.	6104.	4.237	
9			4860.	779.	0.160	1395.	6671.	4.384	
8		2106.	5297.	850.	0.160	1494.	7229.	4.431	
7		2134.	5442.	898.	0.165	1573.	7682.	4.479	
6			5548.	942.	0.170	1648.	8114.	4.522	
5			5671.	969.	0.171	1747.	8494.	4.479	
4			5817.	997.	0.171	1850.	8834.	4.408	
3			6056.	1031.	0.170	1986.	9097.	4.231	
2			6868.	1068.	0.156	2308.	9390.	3.762	
1			11910.	1191.	0.100	3621.	9613.	2.426	

(a) X方向振動モデル

階	h (cm)	W (tf)	K_1 (tf/cm)	Q_c (tf)	δ_c (cm)	K_2 (tf/cm)	Q_y (tf)	δ_y (cm)	K_3 (tf/cm)
15	380.	2266.	3442.	414.	0.120	978.	1996.	1.739	$0.0001 K_1$
14		2022.	3992.	541.	0.136	1130.	3043.	2.350	
13			4256.	579.	0.136	1196.	3873.	2.890	
12			4467.	607.	0.136	1269.	4668.	3.337	
11			4638.	644.	0.139	1317.	5345.	3.708	
10			4790.	714.	0.149	1351.	5970.	4.040	
9			5070.	781.	0.154	1425.	6524.	4.185	
8		2106.	5562.	858.	0.154	1524.	7069.	4.230	
7		2134.	5761.	908.	0.158	1607.	7511.	4.266	
6			5923.	956.	0.161	1682.	7934.	4.310	
5			6102.	1008.	0.165	1770.	8305.	4.289	
4			6307.	1057.	0.168	1873.	8638.	4.215	
3			6606.	1088.	0.165	2021.	8895.	4.027	
2			7498.	1107.	0.148	2369.	9183.	3.556	
1			12800.	1239.	0.097	3648.	9402.	2.334	

(b) Y方向振動モデル

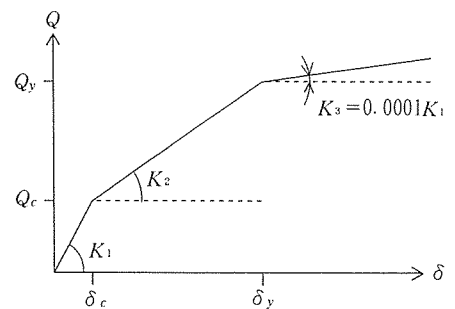


図-9 質点系振動モデル

示す。

b) フレーム応答解析

層レベルの応答および各部材の応答応力・変形ならびに各部材の応答塑性率を確認するために行う。解析モデルは、静的非線形解析に用いたものと同じとし、使用地震波は質点系応答解析において最大応答を示したものである。解析結果の検討用クライテリアを表-4に、フレームの振動モデルを図-10に示す。

4. 振動および履歴特性

PRESSS-PC 建物の耐震設計は、

“3. 設計方針” で述べたように、保有

耐力の確保、機構保証用の各部材に対する強度余裕の付与および静的非線形解析による検証としたが、これらの方法は、建物に作用する地震時の慣性力を等価と考えられる静的荷重に置き換え建物に作用させたもので、建物あるいは部材が持つ固有の振動および履歴特性を十分に反映したものとは言い難い。そのため、高層建物では、それらの特性を捉えるために数波の地震波記録を用いて動的解析による耐震検討がなされている。また一方では、この解析の条件となる諸特性（履歴性状、モード減衰お

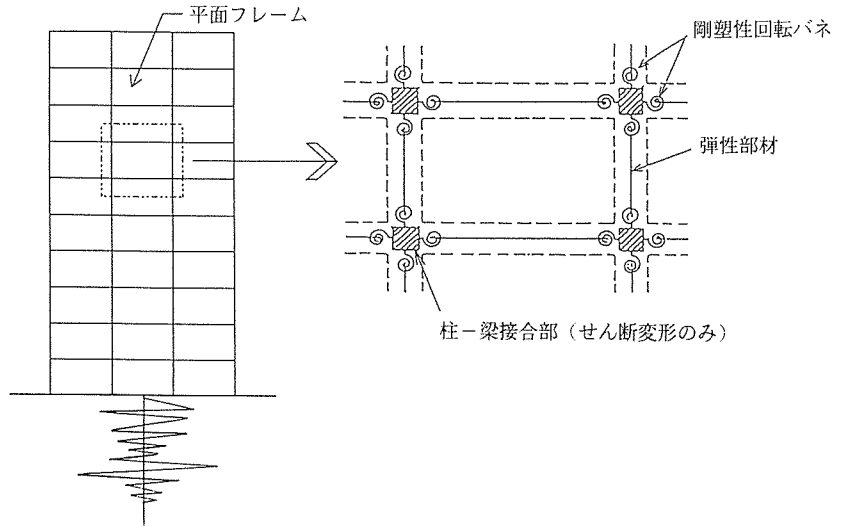


図-10 フレーム振動モデル

よび減衰マトリックス等) による影響が極めて大きく、対象とする建物およびその部材が持つ諸特性を的確に捉えることが重要なポイントとなる。以下、PRESSS-PC 建物の耐震検討に用いた諸特性について記述する。

4.1 履歴特性

応答解析の履歴モデルは、OKAMOTO & KATO モデルを用い、PRC 造梁の力学的性状を的確に表す履歴減衰ルールと純 PC 造の梁を表すルール (Hysteresis Rules at Unloading) の 2 種類とした。また、RC 造

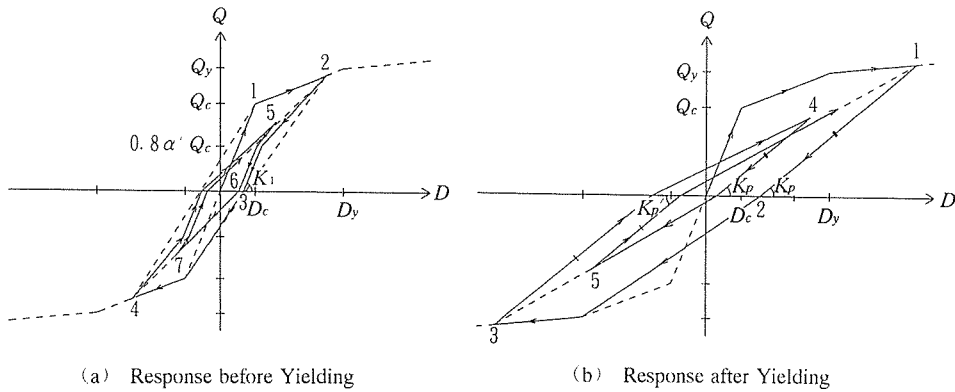


図-11 OKAMOTO & KATO モデル

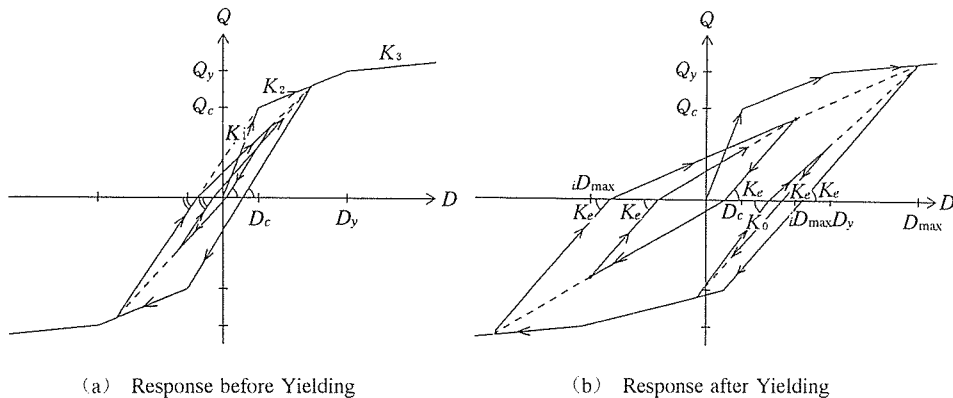


図-12 TAKEDA モデル

部材との応答比較を行うために TAKEDA モデルも用いることにした。ただし、各構造による応答比較は、各部材単位に履歴モデルを設定する必要があるため、フレーム解析によることにした。使用した各履歴モデルの概要を各図-11 および 12 に示す。

4.2 履歴モデルと実験結果の比較

プレキャスト PC 部材に用いる履歴モデルの信頼性を確認するために、同種の PRC および PC 梁供試体の実験結果を用いて想定される応答範囲（部材の回転角；約 2 %）における部材の非線形形状および履歴特性の比較を行った。その結果、部材の曲げ強度に対する PC 鋼材による曲げ強度比から OKAMOTO & KATO モデルに於ける履歴減衰の度合を表す係数 α' は、概ね梁；0.94、柱；0.98 の値が妥当であることがわかった。また、質点系モデルにおける α' 値は、建物の変形に占める梁の変形比率を静的非線形解析の結果を基に約 80 % 程度と判断し、0.95 とした。なお、純 PC 部材に対する α' 値は、同部材の実験結果から判断して梁；0.99 および柱；0.98 とすることにした。各部材の履歴特性および非線形形状に関する実験と解析結果の比較から、解析モデルは、実験結果に対し非線形形状および履歴特性ともよく一致した。履歴モデルの信頼性の検討に用いた実験供試体の概要を図-13 に示し、部材の非線形モデルの比較を図-14 に、また、履歴モデルの比較を図-15 に示す。

供試体名	No. 1 (梁)	No. 5 (柱)
断面 $b \times D$ (mm)	325 × 300	325 × 300
PC 鋼棒	○ 2-23φ SBPR80/95 ● 2-23φ SBPR95/110	○ 2-23φ SBPR80/95 ● 2-23φ SBPR95/110
普通鉄筋 (SD345)	3-D25 1-D19	2-D13
λ	0.50	0.89

ここで、 $\lambda = M_{py} / (M_{py} + M_{ry})$: 曲げ耐力比

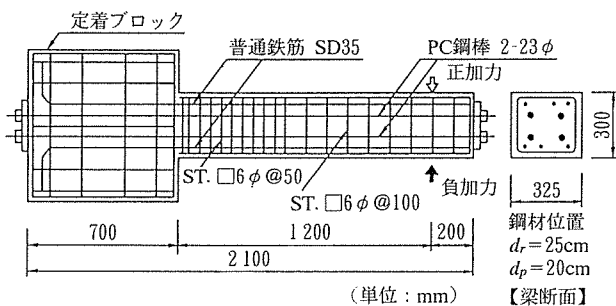


図-13 実験供試体の概要

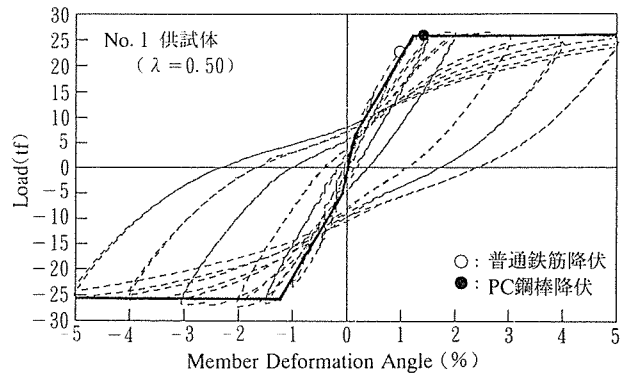
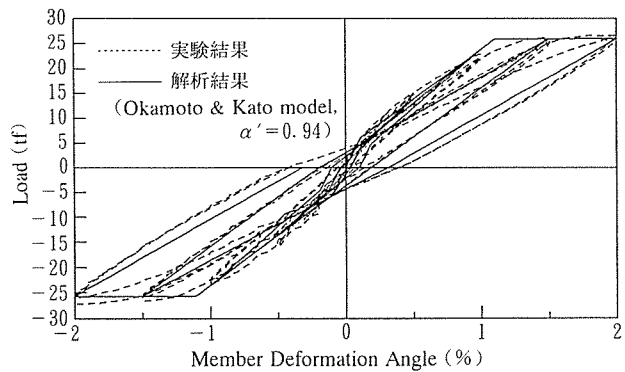
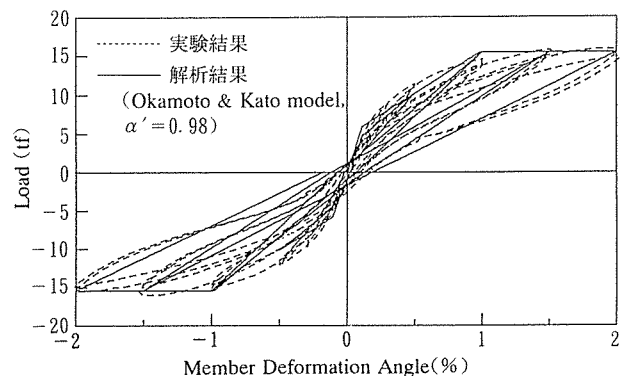


図-14 非線形モデルと実験結果の比較



(a) No. 1 供試体 (梁)



(b) No. 5 供試体 (柱)

図-15 履歴モデルと実験結果の比較

4.3 減衰定数および減衰マトリックス

質点系応答解析に用いる弾性 1 次モードに対する減衰定数を、2.5 % と仮定した。フレーム応答解析については、各構造のモード減衰を考慮し、想定純 PC 造；2.0、PRESS-PC 建物 (PRC 造)；2.5 および想定 RC 造建物；3.0 % と仮定した。なお、弾性 1 次モードの減衰定数の仮定に対する応答の影響を観るために履歴モデルのみを変え、1 次モードに対する減衰定数を一律 3 % とする解析も行うことにした。また、高次モードに対する減衰定数は、各モードの振動数に比例すると仮定し、減衰マトリックスは、質点系およびフレーム系解析とも瞬間剛性に比例すると仮定した。解析に用いた弾性 1 次

表-5 モード減衰と構造の組合せ

構造種別	1次減衰定数(%)
PC造	2.0
PRC造	2.5
RC造	3.0

モードに対する減衰定数と各構造の組合せを表-5に示す。

4.4 使用地震波記録

応答解析に用いる地震波記録は、EL-CENTRO 1940 NS, TAFT 1952 EW, TOKYO-101 1956 NS および HACHINOHE 1968 NS の4波とした。地震波記録の規準化は、設計方針で示した2レベルの入力地震動とした。各地震波記録および規準化した地表の最大加速度を表-6に示す。

表-6 使用地震波記録

地震記録名	レベル1 25 cm/sec 相当	レベル2 50 cm/sec 相当	継続時間 (秒)
EL-CENTRO 1940 NS	255 cm/sec ²	511 cm/sec ²	20.0
TAFT 1952 EW	248 cm/sec ²	497 cm/sec ²	20.0
TOKYO-101 1956 NS	242 cm/sec ²	485 cm/sec ²	11.4
HACHINOHE 1968 NS	165 cm/sec ²	330 cm/sec ²	25.0

5. 解析結果

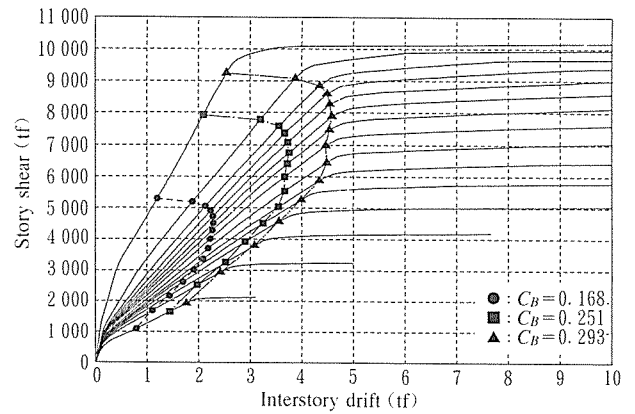
PRESSS-PC 建物の耐震設計およびその性能は、静的非線形解析、質点系応答解析およびフレーム応答解析の結果を通して設計の検証ならびに耐震性の検討が行われた。これらの解析および検討の結果を以下に記述する。

5.1 静的非線形解析結果

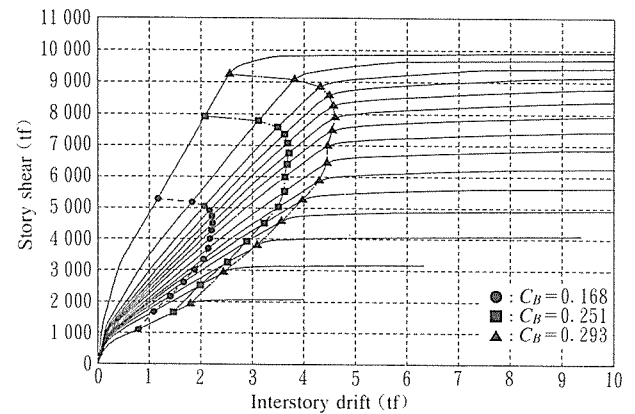
設計方針に基づく静的非線形解析の結果のまとめを表-7に示し、層せん断力と層間変形の関係および保有耐力時のヒンジ発生状況を各図-16, 17に示す。ベースシア係数： $C_B=0.168$ ($C_0=0.2$ 相当) 時の X, Y 各方向における最大層間変形角が各 $1/166, 1/171$; $C_B=0.251$ ($C_0=0.3$ 相当) 時には各 $1/101, 1/103$ で PC 鋼材は未降伏、また： $C_B=0.293$ ($C_0=0.35$; 必要保有耐力相当) 時には各々 $1/83$ 、梁の最大塑性率は各 $1.03, 1.90$ であり、柱は未降伏であった。したがって、設定したクライテリア(表-3)を満足している。

表-7 静的非線形解析結果

層せん断力 (C_B)	最大層間変形角		最大塑性率	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向
0.168	1/166	1/171	ヒンジの発生無し	ヒンジの発生無し
0.251	1/101	1/103	1.03	1.09
0.293	1/83	1/83	1.03	1.90

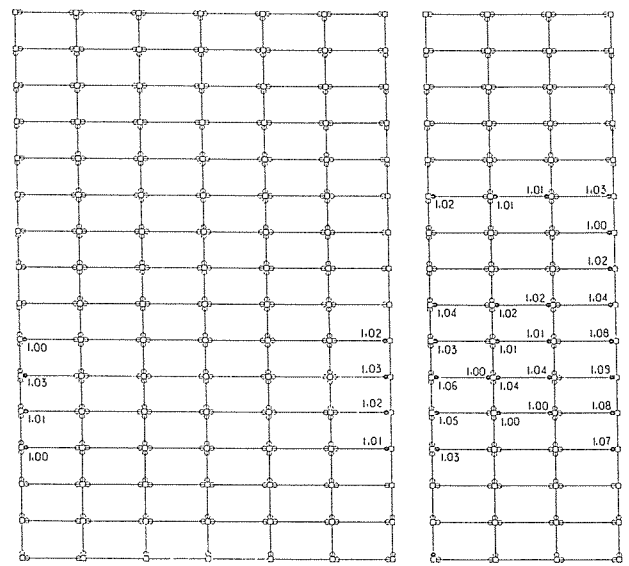


(a) X方向層せん断力-層間変形



(b) Y方向層せん断力-層間変形

図-16 層せん断力-層間変形



(a) X方向フレーム

(b) Y方向フレーム

図-17 保有耐力時のヒンジ状況

5.2 質点系応答解析結果

質点系モデルによる PRESSS-PC 建物の固有値を表-8に示し、OKAMOTO & KATO モデルを用いた2レベルの地震動に関する応答結果を図-18に示す。レベル1および2における最大応答変形は共に TAFT EW

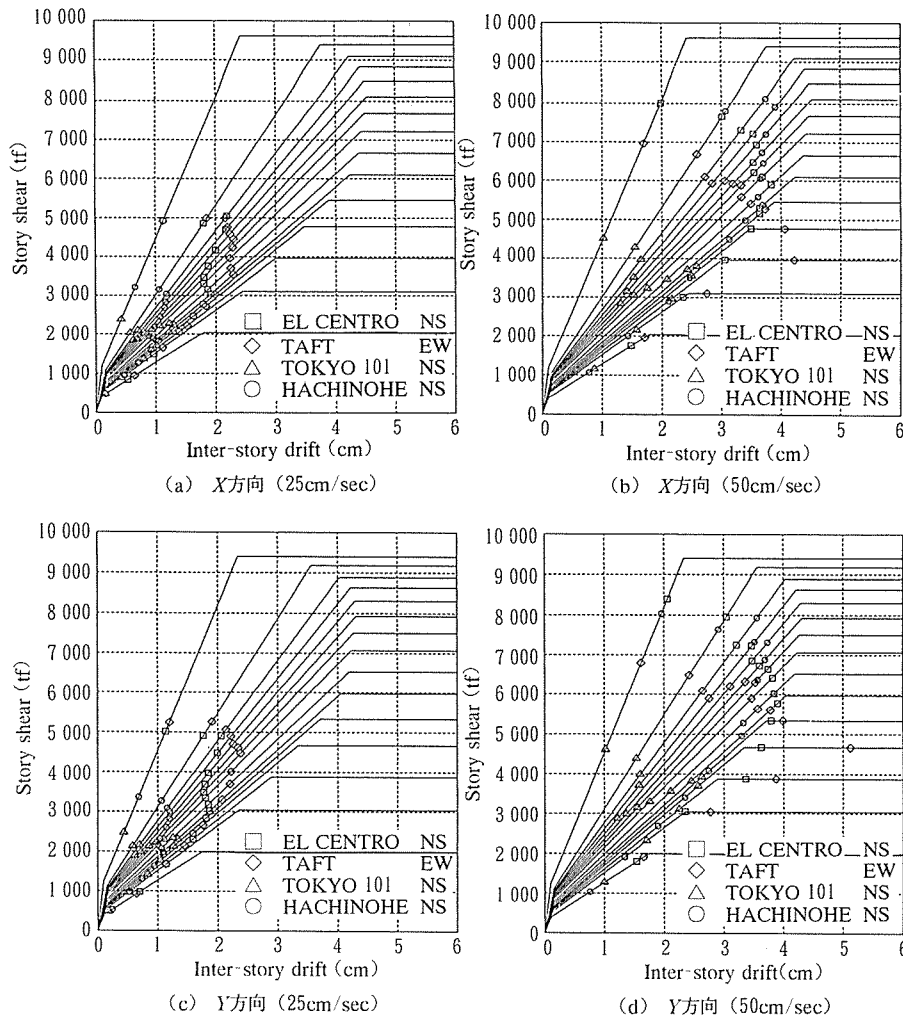


図-18 質点系応答解析結果

表-8 PRESSS-PC 建物の固有値

モード	X 方向		Y 方向	
	フレームモデル	質点系モデル	フレームモデル	質点系モデル
1 次	1.17 sec	1.17 sec	1.13 sec	1.13 sec
2 次	0.40 sec	0.42 sec	0.38 sec	0.41 sec
3 次	0.22 sec	0.25 sec	0.21 sec	0.35 sec

波で示し、レベル2においては高次モードの影響と思われる高層階(12および13階)に最大応答変形を示していた。そのため、比較的、長周期の成分を持ち、かつ、建物の下層階(3および4階)で概ね同等の最大応答を示した HACHINOHE NS 波をフレーム応答解析に用いることにした。応答結果は、レベル2においては設定したクライテリア(表-4)を概ね満足したが、レベル1ではEL-CENTRO NS および TAFT EW 波による応答がクライテリアを幾らか上回る結果となった。また、設計で仮定した地震力のせん断力分布(A_i モード)は、レベル1 於ける応答せん断力分布とよく一致したが、レベル2においては、高層階で A_i モードを上回る応答を示し、また、下層階に於いては、 A_i モードを下

回る応答を示した。これは、高層階における高次モードの影響と下層階におけるフレームの剛性低下に伴う長周期化による影響と思われる。最大応答層間変形および層せん断力を各図-19, 20 に示す。

5.3 フレーム応答解析結果

フレームモデルによる固有値の解析結果を表-8 に示す。1次モードにおける固有値は、質点系モデルの解析結果と一致する。レベル2の入力地震動としてHACHINOHE NS 波を用いた OKAMOTO & KATO モデルの2種類 (PRC および PC 造) ならびに TAKEDA モデルによる応答解析結果を表-9 に示し、最大応答層間

表-9 フレーム応答解析結果

履歴特性	構造種別	1次減衰定数	最大応答層間変形角		最大塑性率	
			X方向	Y方向	X方向	Y方向
OKAMOTO & KATO モデル	想定純 PC 造	2.0 %	1/74	1/88	1.19	1.06
		3.0 %	1/95	1/96	0.91	0.93
	PRESSS-PC 建物 (PRC 造)	2.5 %	1/126	1/138	0.68	0.65
		3.0 %	1/130	1/138	0.66	0.65
TAKEDA モデル	想定 RC 造	3.0 %	1/153	1/164	0.56	0.55

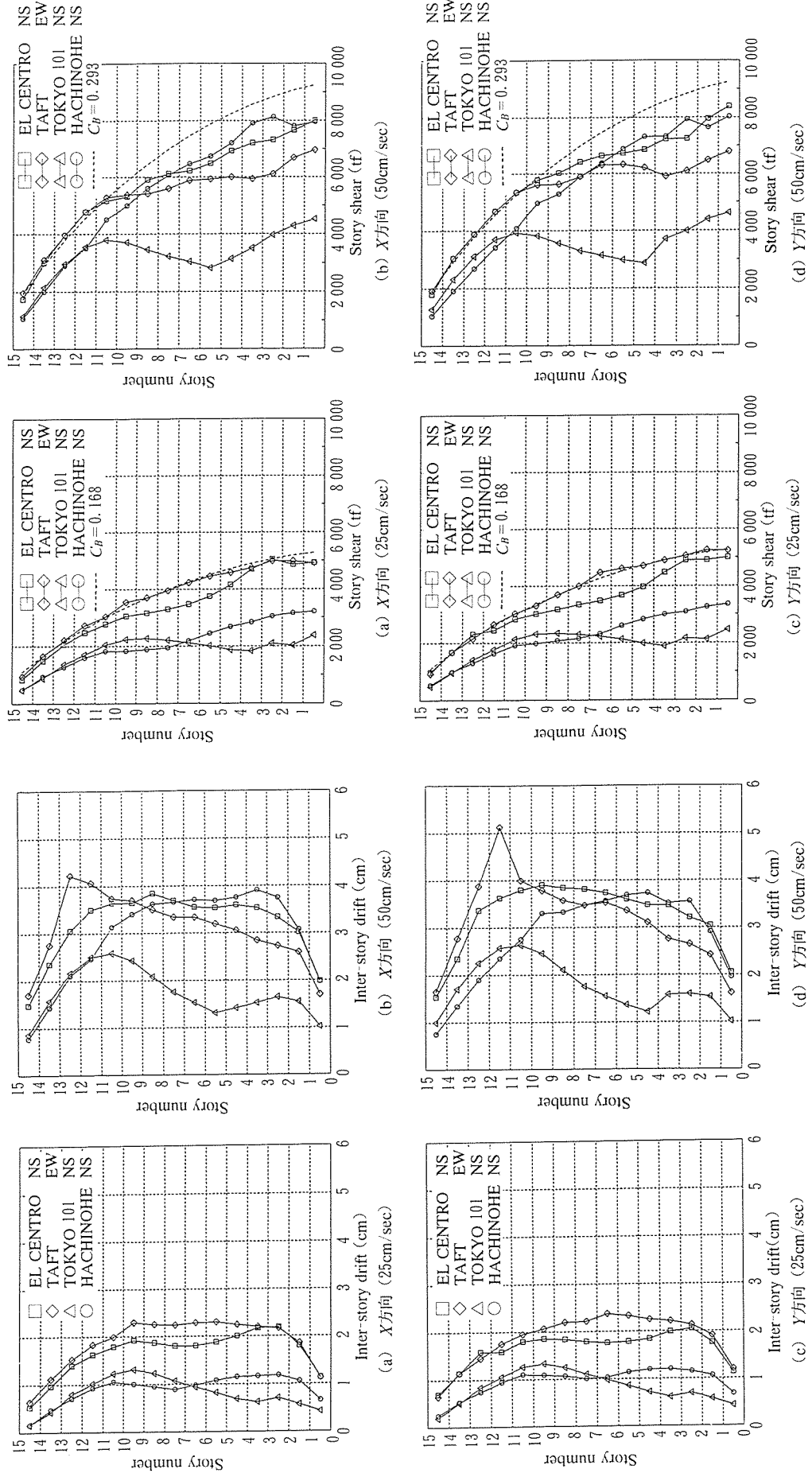


図-19 質点系最大応答層間変形

図-20 質点系最大応答層せん断力

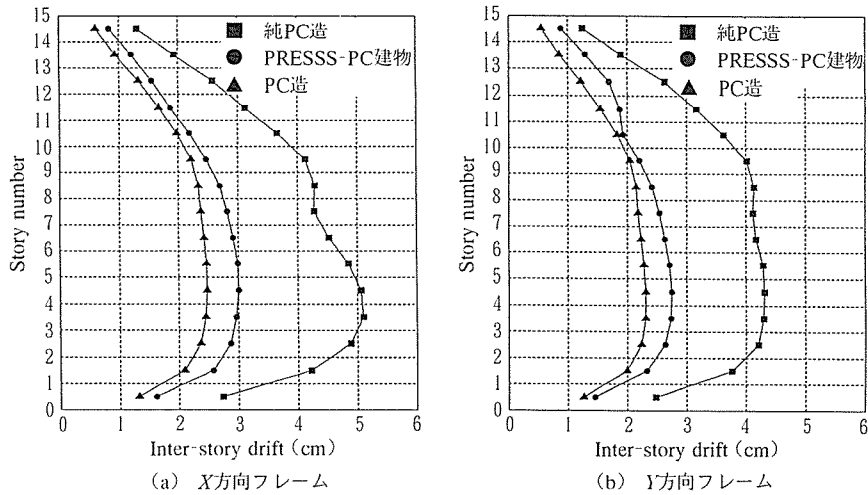


図-21 フレーム系最大応答層間変位

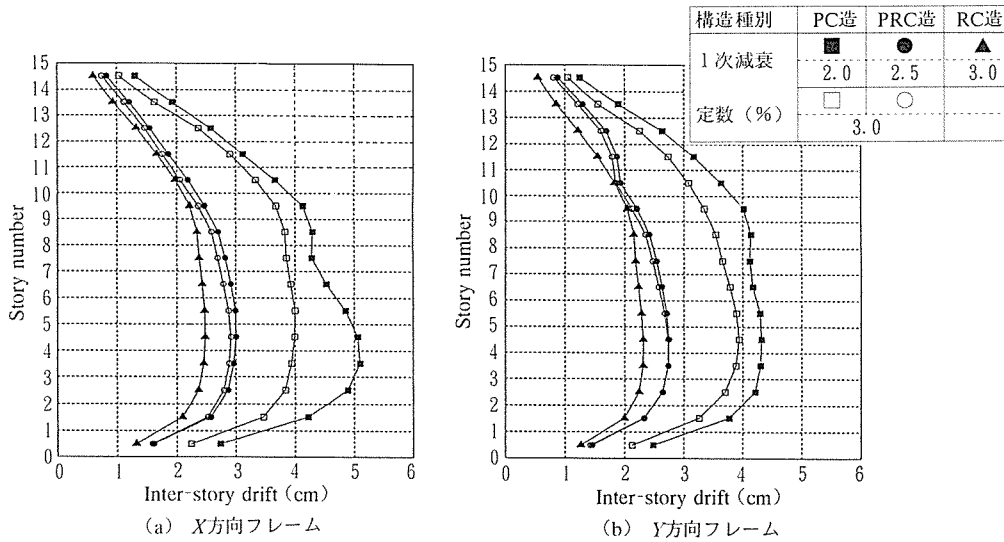


図-22 フレーム系最大応答層間変位 (各モード減衰一定)

変形を図-21に示す。PRESSS-PC建物の最大応答変形は、TAKEDAモデルによる最大応答変形の約1.20倍となり、純PC造モデルの最大応答は、TAKEDAモデルの約1.7~2.0倍となった。また、モード減衰を各履歴モデルとも一定とした解析結果を図-22に示す。この場合、PRESSS-PC建物は、TAKEDAモデルの1.18倍、純PCモデルの応答は同モデルの1.6~1.7倍であった。これは、PCおよびPRC造建物のフレーム応答解析におけるモード減衰の影響は、無視できないことを示している。部材の応答塑性率については、PRESSS-PC建物が最大応答塑性率を示した方向のフレームを基準として、履歴モデルを純PCおよびRC造とする各フレームの最大応答塑性率を、各図-23、24および25に示す。PRESSS-PC建物フレーム応答解析の結果は、設定したクライテリアを十分な余裕を持って満足している。

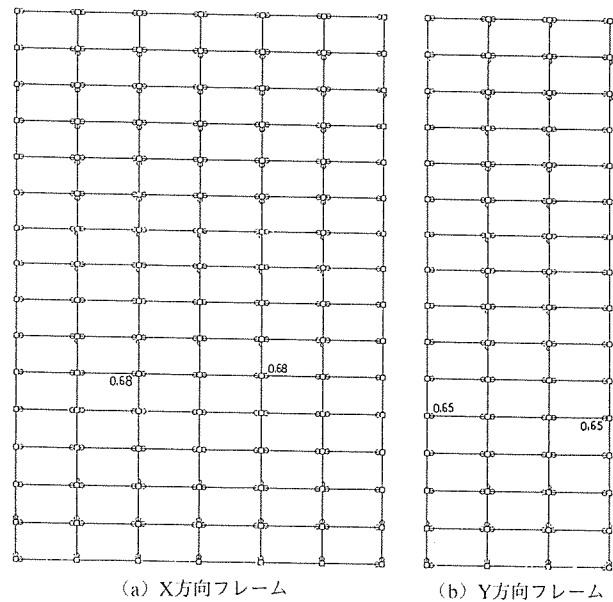


図-23 PRESSS-PC建物の部材塑性率

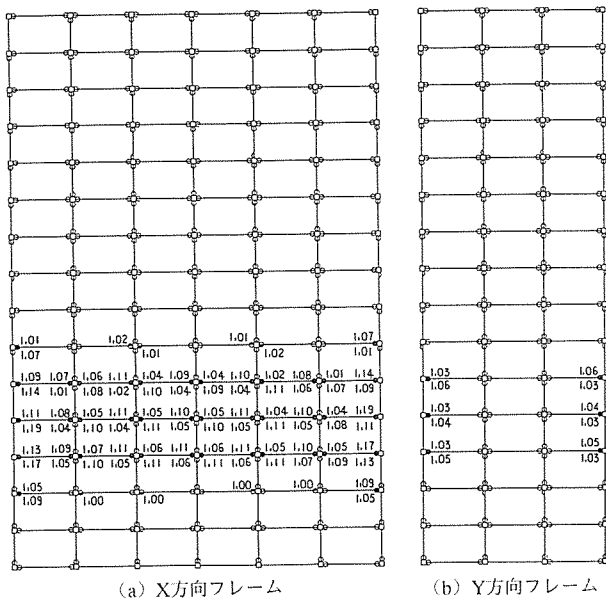


図-24 想定純 PC 造の部材塑性率

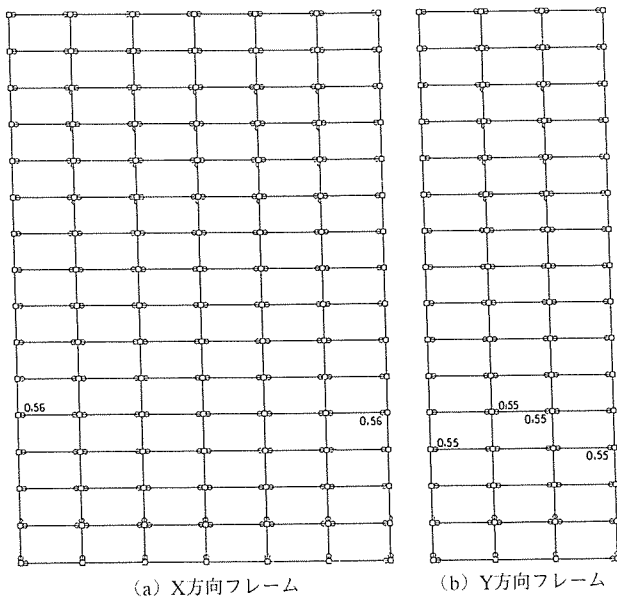


図-25 想定 RC 造の部材塑性率

6. ま と め

プレキャスト PC 造の高層建築物である PRESSS-PC 造建物は、非線形の静的および動的解析を通して耐震性能の検討が行われた。その結果から、使用した解析モデル、動的応答性状および構造の安全性について、以下のことが言える。

- 1) PC および PRC 造部材の非線形性状は、PC 鋼材量および荷重された有効プレストレスを適切に評価すれば RC 造部材と同様、菅野式を用いて表現することができる。

- 2) OKAMOTO & KATO モデルは、各部材の応答範囲を部材角で 1.0~2.0 % と想定すれば、PC から RC 造に近い PRC 造部材まで、その履歴性状を α' 値によってほぼ正確に表現することができる。また、その値は PC 鋼材による曲げ強度の割合によって概ね 0.93~0.99 に分布する。
- 3) PRESSS-PC 造建物の弾性 1 次固有周期は、略算式 (0.02 h) による値と概ね一致する。
- 4) 質点系モデルの応答は、フレームモデルと異なる性状を示すが、建物の応答性状を推定することは可能である。
- 5) RC モデル、PRESSS-PC 建物 (PRC モデル) および純 PC モデルにおける最大応答変形の比率は、概ね、RC : 1.0, PRESSS-PC : 1.2, 純 PC : 1.7 の値であった。
- 6) PRESSS-PC 建物は、十分な耐震安全性と強度を確保している。

7. おわりに

プレキャスト PC 造の高層建物は、未だ実現していないが、JTCC-PRESSS を通して高層 RC 造建物の検討方法を参考に計画することができた。協力を頂いた関係各位に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Okamoto, S. and H. Kato : "Dynamic Response and Hysteric Characteristics of Prestressed Concrete Structures," BRI (Building Research Institute) Report, Ministry of Construction, Japan, 1991.
- 2) Takeda, T., M.A. Sozen, and N.N. Nielsen : "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes," Proceedings, ASCE, VOL. 96, NO. ST-12, December 1970.
- 3) 日本建築学会刊行：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説
- 4) 日本建築学会刊行：プレストレスト鉄筋コンクリート (Ⅲ主 PC) 構造設計・施工指針・同解説
- 5) 日本建築学会刊行：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- 6) 日本建築学会刊行：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説
- 7) 岡本伸, 加藤博人：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 VOL. 33, NO. 4
- 8) 大沼, 川俣, 林：プレストレスト鉄筋コンクリート梁の履歴性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), 1990 年 10 月
- 9) 大沼, 川俣, 高野：プレストレスト鉄筋コンクリート梁の曲げ性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), 1991 年 9 月
- 10) 林, 大沼, 川俣, 季：プレストレスト鉄筋コンクリート梁接合部の曲げ性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), 1992 年 8 月

【1993 年 3 月 29 日受付】