

兵庫県南部地震におけるPC造建物の地震挙動

岡本 伸^{*1}・加藤 博人^{*2}・林 三雄^{*3}・市澤 勇彦^{*4}

1. はじめに

兵庫県南部地震（1995）による被害地域（震度6および7）に実在した100棟余のPC造建物に対する初期調査は、本協会/兵庫県南部地震PC構造物震害調査委員会で行われ、その結果が同年6月に公表¹⁾された。初期調査から見たPC造建物の震害は、大破した建物も1棟確認されたが比較的小さい被害（被災度：1%）にとどまっていると判断された。そのため、地震発生から半年後の1995年9月、本協会/震害調査委員会の中に兵庫県南部地震PC建築物調査小委員会が設けられ、PC造建物に対するより詳細な調査が実施された。

この研究は、本協会/PC建築物調査小委員会で、耐震診断を含め調査・報告²⁾された5棟のPC造建物を対象に実施した解析的な検討結果を報告するものである。解析的検討は、各PC造建物の保有水平耐力、および崩壊型の把握を目的に3次元の疑似立体モデルによる非線形漸増載荷解析を実施し、さらに兵庫県南部地震による

挙動を推定するために地震応答解析を実施した。解析に用いた地震記録は建物近くで観測された兵庫県南部地震記録および神戸海洋気象台観測記録ならびに東北大記録（宮城県沖地震1978）とした。兵庫県南部地震におけるPC造建物の挙動について、解析結果を含め概要を報告する。

2. 対象建物

解析対象の建物は、本協会/兵庫県南部地震PC建築物調査小委員会で耐震診断の結果を含め報告²⁾された5棟のPC造建物とした。各PC造建物は、(1)PCボウリング場、(2)プレキャスト(PCa)PC倉庫A、(3)PC体育館、(4)PPC事務所A、および(5)PPC事務所B、である。解析建物の概要を表-1に示し、解析モデルの1例(PPC事務所B)を図-1に示す。

表-1 解析対象建物

建物名称	規模	竣工年	場所
(1) PCボウリング場	4層PC造	1971	神戸市灘区
(2) PCaPC倉庫A	3層PCaPC造	1978	神戸市中央区
(3) PC体育館	5層PC造	1982	西宮市
(4) PPC事務所A	5層PPC造	1988	神戸市東灘区
(5) PPC事務所B	4層PPC造	1992	神戸市兵庫区

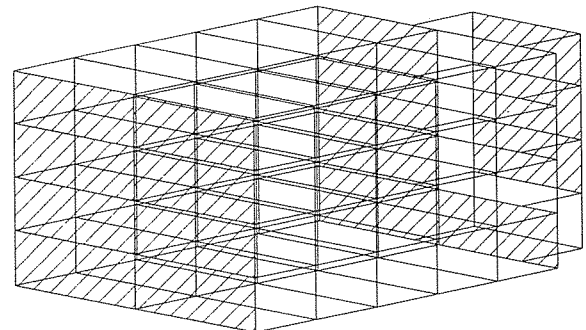
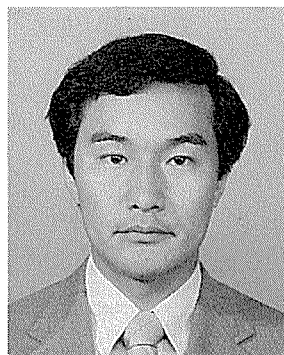


図-1 解析モデル(PPC事務所B)



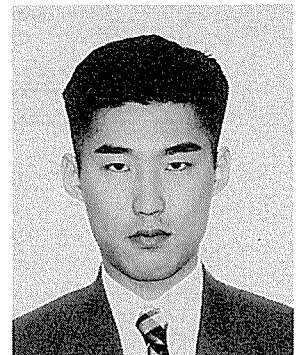
*1 Shin OKAMOTO
日本建築センター
建築技術研究所
所長



*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 Yuhiko ICHISAWA
(株)ピー・エス
建築技術部

3. 検討方針

各 PC 建造物の層せん断力と層間変形の関係、保有水平耐力および兵庫県南部地震による挙動を推定するために非線形漸増載荷解析と地震応答解析を行うことにした。解析に用いる架構と部材モデル、履歴特性モデルおよび使用地震波記録は、以下のとおりとした。

3.1 解析モデル

建物の解析モデルは、架構を構成する X・Y 各方向のフレームを剛な床で繋ぎ剛床仮定が成立するものとして 3 次元の疑似立体モデルとした。各部材のモデルは線材置換による材端剛塑性曲げバネ法を用い、柱については X・Y 各方向の曲げ強度を楕円補間する多方向曲げバネモデルとした。また、柱梁接合部は弾性のシアパネルとした。耐力壁のモデルは、境界柱を層ごとに剛な梁と仮定した境界梁にピン接合した軸バネとして扱い、壁板部の変形はせん断成分と曲げ成分に分けてせん断バネおよび材端剛塑性曲げバネモデルとした。部材の非線形性状は、コンクリートの曲げひび割れおよび引張鋼材の降伏を折れ点とするトライリニア型で表現し、さらに PC 鋼材のブレースは耐力と剛性を調整してバイリニア型とした。解析に用いる部材の初期剛性 (K_E)、降伏剛性低下率 (α_y)、曲げひび割れ耐力 (M_c) および曲げ降伏耐力 (M_y) は下式 1~4 で求めた。ただし、柱の曲げ降伏耐力については、引張鋼材の降伏かあるいは圧縮側コンク

リートの限界圧縮ひずみ (0.3%) で判定する ACI 方式とした。図-2 に各部材の解析モデルを示す。

$$K_E = L / [L^2 / (3 E_c \cdot I_e) + k / (G_c \cdot A_c)] \dots\dots (1)$$

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

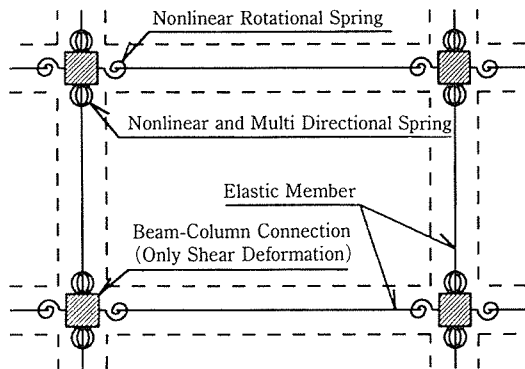
$$M_c = (1.8 \sqrt{F_c} + P_e / A_c) \cdot Z_e \dots\dots (3)$$

$$M_y = 0.9 \sigma_y \cdot a_t \cdot d + f_{py} \cdot a_{pe} \cdot d_p (1 - 0.5 q) \dots\dots (4)$$

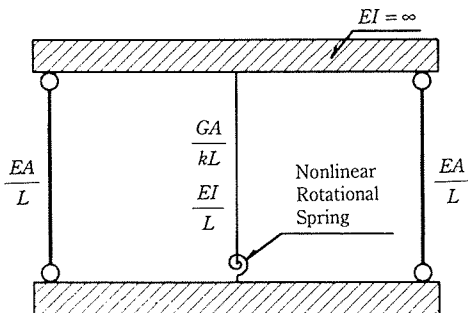
ここに、 $\eta = (P_e + N) / (F_c \cdot b \cdot D)$ 、 $q = (f_{py} \cdot a_{pe}) / (F_c \cdot b \cdot d)$ 、 L ：部材フェースから反曲点までの距離、 E_c および G_c ：コンクリートの弾性係数およびせん断弾性係数、 I_e ：有効断面 2 次モーメント、 Z_e ：有効断面係数、 A_c ：コンクリートの断面積、 k ：せん断形状係数、 n ：コンクリートに対する鋼材の弾性係数比、 P_l ：PC 鋼材を考慮した引張鉄筋比、 a ：シアースパン、 D ：部材成、 d ：部材の有効成、 F_c ：コンクリートの圧縮強度、 P_e ：有効プレストレス力、 N ：軸力、 σ_y ：鉄筋の規格強度の 1.1 倍、 f_{py} ：PC 鋼材の規格降伏強度、 a_t ：鉄筋の断面積、 a_{pe} ：曲げ強度に有効な PC 鋼材の断面積、 d_p ：PC 鋼材に関する有効成。ただし、 P_l の計算に用いる PC 鋼材の断面積は、普通鉄筋と併用される場合は曲げ強度に有効な PC 鋼材の断面積 (a_{pe}) に $(f_{py} / \sigma_y) \cdot (d_p / d)$ を乗じた値とし、PC 鋼材のみ配置された場合は a_{pe} を 3 倍した値とする。

3.2 使用履歴モデル

解析に用いる履歴モデルは、RC 部材には TAKEDA モデル³⁾、および PPC を含む PC 部材には PC 部材モデル⁴⁾とした。TAKEDA モデルにおける降伏後の塑性率に伴う除荷剛性を決める指数 γ の値は 0.4 とし、PC 部材モデルにおける PC 鋼材が占める曲げ終局強度比に伴う係数 λ' および降伏後の塑性率に伴う除荷剛性を決める指数 γ の各値は、文献⁴⁾に従った。TAKEDA モデルおよび PC 部材に用いた履歴モデルの概要を図-3(1) および (2) に示す。

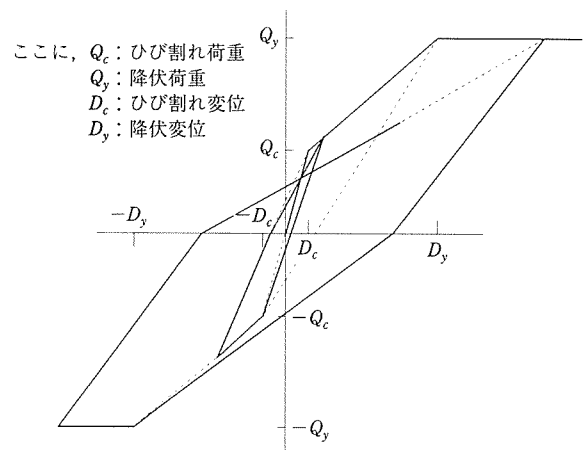


(a) Beam and Column



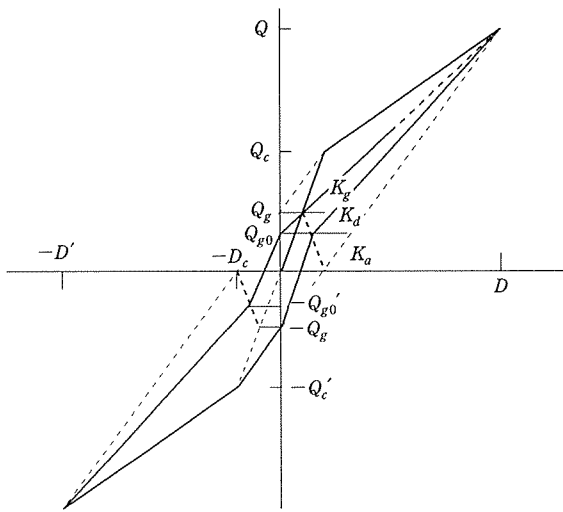
(b) Structural Wall

図-2 各部材の解析モデル

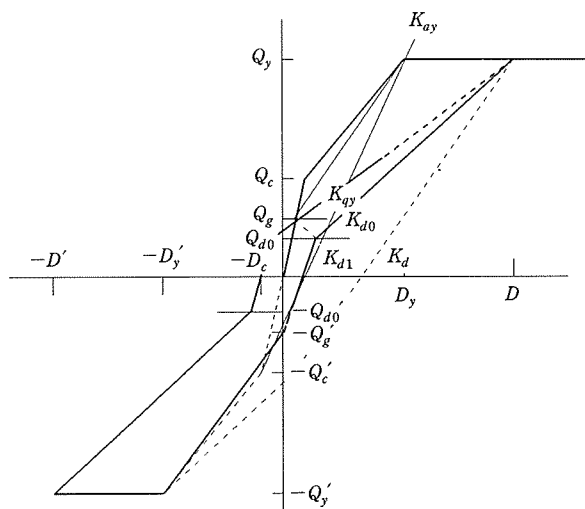


ここに、 Q_c ：ひび割れ荷重
 Q_y ：降伏荷重
 D_c ：ひび割れ変位
 D_y ：降伏変位

図-3(1) TAKEDA モデル ($\gamma=0.4$)



(a) 曲げひび割れ後の履歴



(b) 曲げ降伏後の履歴

図-3(2) PC部材モデル

3.3 使用地震波記録

各PC造建物の地震挙動を再現するという意味から、できるだけ建物の近くで観測された地震記録あるいは推定人工地震波⁵⁾を用いることにした。また、比較のために神戸海洋気象台で観測された地震記録(JMA Kobe Station)および地表の最大速度で50 cm/secに規準化した宮城県沖地震(1978)の東北大学の記録も用いた。表-2に各建物に使用した地震記録および解析継続時間を示す。

4. 非線形漸増载荷解析

各PC造建物の層せん断力と層間変形の関係、保有水平耐力および架構の崩壊型を確認するために、建物の各方向(X, Yおよび45度方向)に対する非線形漸増解析を行った。漸増荷重の層せん断力分布形を A_i モードとし、架構および部材の解析モデルは前項の“3.1 解析モデル”に従った。ただし、耐力壁を含む架構の解析では基礎杭を弾性の軸バネモデルとして扱った。解析は最大層間変形角が1%を超えるまで行うことを基本とし、標準ベースシア係数(C_0)が0.2および0.3における層間変形角、さらに C_0 が0.3および最大層間変形角が1%時の部材塑性率も求めた。建物の保有水平耐力は、降伏メカニズム時、あるいはメカニズムが形成されないときは層間変形角で1%時のいずれかとした。また、解析では部材のせん断降伏(破壊)後も塑性変形が持続するとして解析を続行するため、解析結果で表示される部材のせん断降伏時をメカニズムと判断してその水平荷重を保有耐力とした。ただし、層間変形角が極めて小さい初期荷重時に部材がせん断降伏した場合、メカニズム時あるいは層間変形角が1%時の荷重係数の大小で判断して、初期荷重を差し引いたものも保有耐力とした。

表-2 使用地震記録

建物名称	入力地震記録	最大加速度 (cm/sec ²)	継続時間 (sec)
(1) PC ボーリング場	推定波	NS 548.08	15
		EW 583.99	
(2) PCaPC 倉庫 A	POI-Kobe	NS 341.00	
		EW 284.10	
(3) PC 体育館	KRI-Kobe	N 00 E 298.60	
		N 90 E 647.50	
(4) PPC 事務所 A	EKB-Kobe	N 12 W 327.31	
		S 78 W 280.72	
(5) PPC 事務所 B	NGT-Kobe	NS 315.30	
		EW 122.00	
(1)~(5) 全建物	JMA-Kobe	N 000 E 820.57	
		N 090 E 619.20	
(1)~(5) 全建物	東北大学	NS 356.97 (50 cm/sec 相当)	
		EW 279.96	

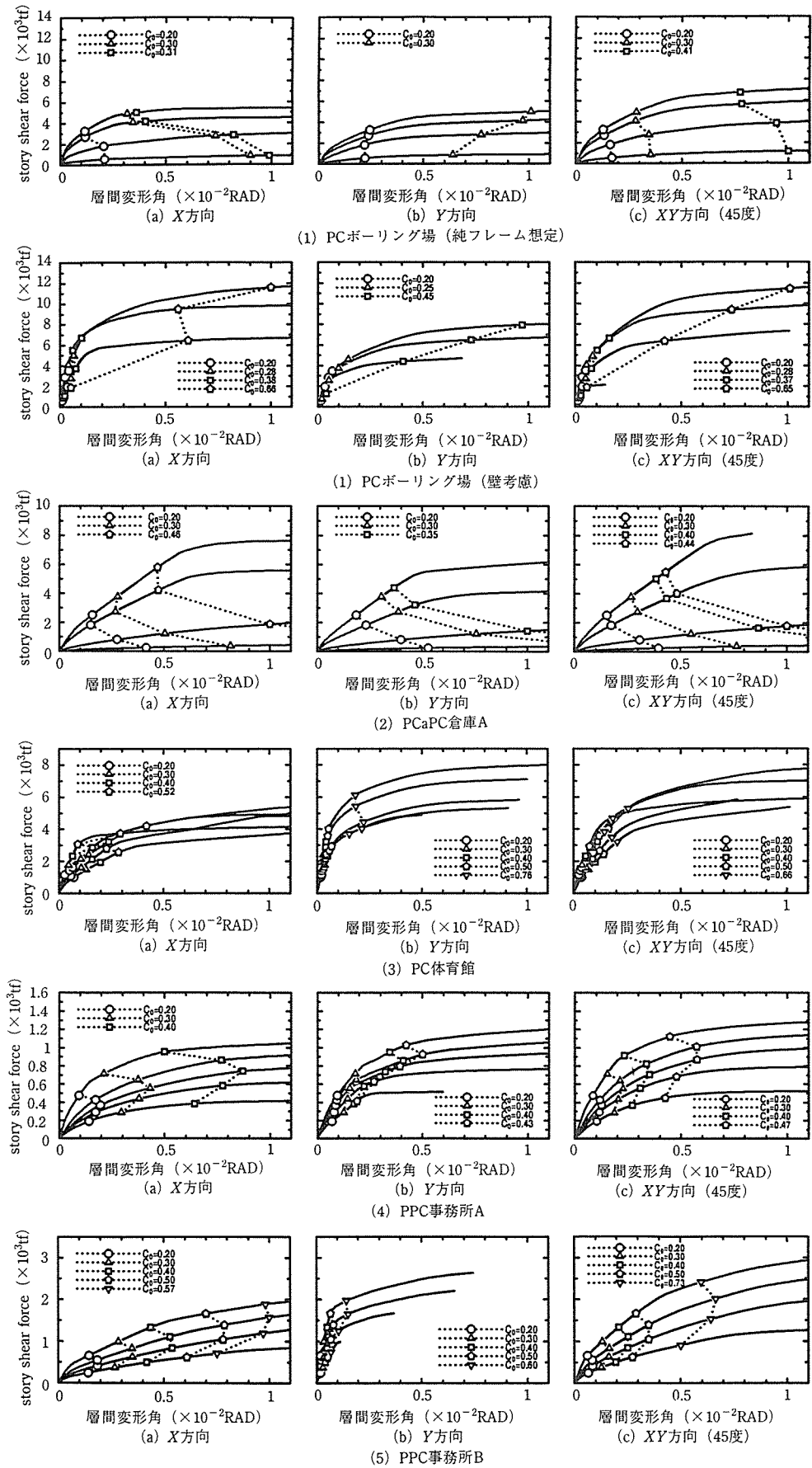
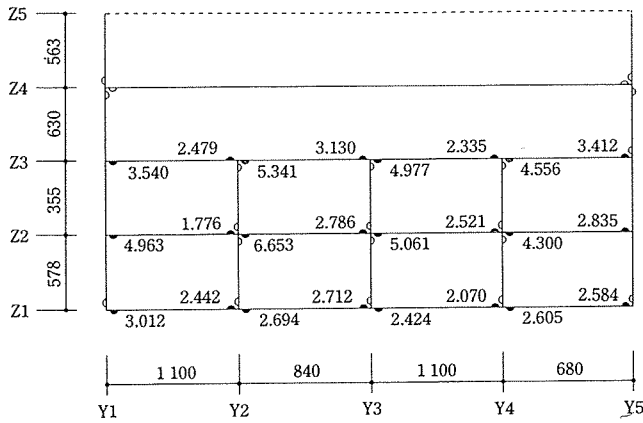


図-4 各建物の層せん断力と層間変形角関係

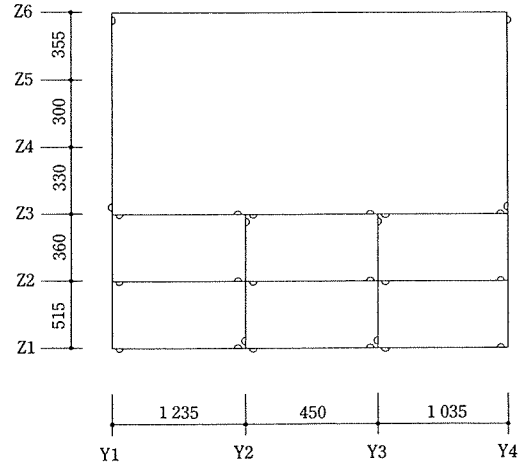
表-3 保有水平耐力

建物名称	X方向	Y方向	XY方向(45度)
(1) PC ボウリング場 (純フレーム想定)	0.28 (0.31)	0.25 (0.30)	0.37 (0.41)
(2) PCaPC倉庫A	0.45	0.35	0.44
(3) PC 体育館	0.52	0.76	0.66
(4) PPC事務所A	0.40	0.43	0.47
(5) PPC事務所B	0.57	0.60	0.73

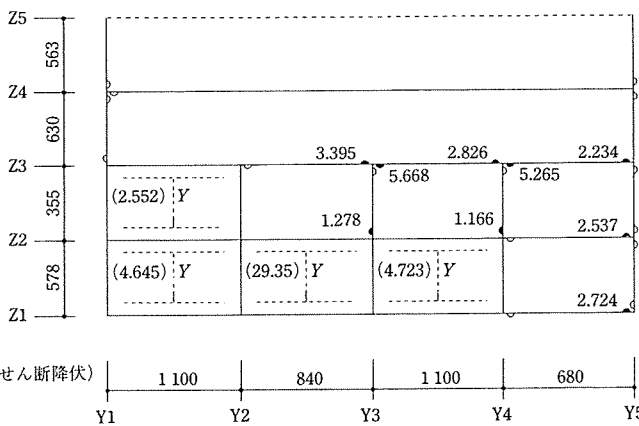
解析結果のうち、建物各方向での保有水平耐力を表-3に示し、層せん断力と層間変形角の関係および保有耐力時の架構の崩壊機構をそれぞれ図-4および5に示す。非線形漸増荷重解析による各PC造建物の挙動は以下のとおりであった。



(1.1) PCボウリング場 (Y方向：純フレーム想定)

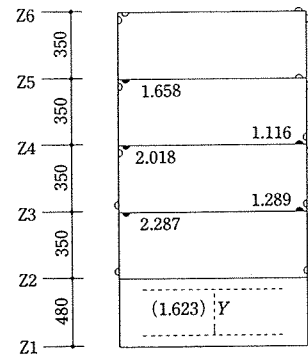


(3) PC体育館 (Y方向)



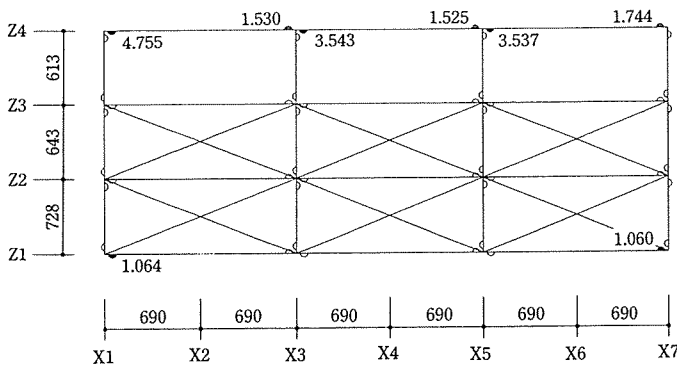
(Yはせん断降伏)

(1.2) PCボウリング場 (Y方向：壁考慮)

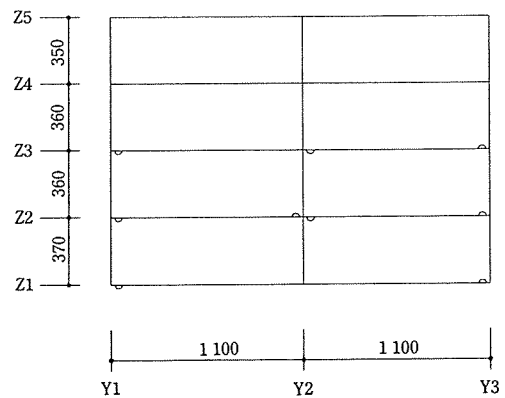


(Yはせん断降伏)

(4) PPC事務所A (X方向)



(2) PCaPC倉庫A (X方向)



(5) PPC事務所B (Y方向)

図-5 保有耐力時の崩壊機構

(1) PC ボウリング場

設計で想定した純フレームの解析では、最大層間変形角1%時の $X \cdot Y \cdot 45$ 度各方向の保有水平耐力は、ベースシア係数でそれぞれ0.31, 0.30, 0.41に達した。保有耐力時のメカニズムは、 X 方向解析では全構面の2F・3F・4F・RF梁が曲げ降伏し、さらに北構面の全基礎梁および南構面の外端基礎梁も曲げ降伏した。 Y 方向解析では、4F PC梁を除き基礎梁を含むすべての梁が曲げ降伏した。45度方向の解析については、 X 方向架構では南面構のすべての4F・RF梁と3F梁の外端が曲げ降伏、さらに北構面では基礎梁を含むすべての梁が曲げ降伏した。また、内構面では基礎梁を除くすべての梁が曲げ降伏した。 Y 方向架構では、PC梁を除き基礎梁を含むすべての梁が曲げ降伏した。ただし、いずれの方向の解析においても柱には曲げ降伏ヒンジの発生は見られず、梁降伏型の崩壊機構を示した。

一方、壁を考慮した解析では、壁のせん断降伏時のベースシア係数と最大層間変形角関係は $X \cdot Y \cdot 45$ 度各方向で0.38 (1/979), 0.20 (1/1424), 0.28 (1/1226)となり、初期変形ではフレームが十分に耐力を発揮できないことから、純フレーム解析より小さな値を示した。また、壁のせん断降伏後も塑性変形すると仮定した解析では、最大層間変形角1%時のベースシア係数が、 $X \cdot Y \cdot 45$ 度各方向でそれぞれ0.66, 0.45, 0.65に達した。このため、壁のせん断降伏後も解析した層間変形角1%時の値から、せん断降伏時の値を除いた耐力が架構の最小保有水平耐力と仮定すれば、 $X \cdot Y \cdot 45$ 度方向の保有水平耐力は、ベースシア係数で0.28, 0.25, 0.37となり、純フレーム想定に比べて幾らか保有水平耐力が小さくなる。

壁のせん断降伏後における層間変形角1%時の崩壊形は、 X 方向解析では4階を除く殆どの壁がせん断降伏に達し、さらに基礎梁を含めて殆どの梁が曲げ降伏した。また、1階・2階柱の一部に曲げ降伏とせん断破壊が生じた。 Y 方向解析では、1階・2階・3階の壁もせん断降伏し、さらに基礎梁を含め2F・3F梁の殆どが曲げ降伏した。また、1階柱の一部も曲げ降伏した。ただし、4F PC梁には降伏ヒンジの発生はない。45度方向の解析では、 X 方向架構の柱・梁に曲げ降伏はないが、一部の壁がせん断降伏に達した。 Y 方向架構は、1階・2階・3階の壁がせん断降伏し、基礎梁を含め2F・3F梁の殆どが曲げ降伏した。さらに、一部の1階柱も曲げ降伏した。

本建物の被害は、1階・2階の短柱と雑壁の多くがせん断破壊して大破する被害を受けた。これは、雑壁といえども一定の配筋と厚さを持った壁がせん断破壊した場合、その壁を囲む柱・梁架構が一緒に破壊されて建物全

体の崩壊形と耐力に大きい影響を与えたことを示した例と言える。

(2) PCaPC 倉庫 A

層間変形角が1%時の保有水平耐力は、 $X \cdot Y \cdot 45$ 度各方向がベースシア係数で、それぞれ0.45, 0.35, 0.44に達した。保有耐力時の崩壊機構は、 X 方向解析ではRFと基礎梁の一部が外端で曲げ降伏した。 Y 方向解析では基礎梁を含め2F・3F・RF梁がすべて曲げ降伏し、さらに1階・2階のPC鋼棒ブレースも引張降伏した。45度方向解析については、 X 方向架構では塔屋とRF梁が曲げ降伏したが、その他の部材およびPC鋼棒ブレースには降伏は見られない。 Y 方向架構では塔屋とRF梁が曲げ降伏し、さらに西面フレームにおける2階のPC鋼棒ブレースのみ引張降伏した。ただし、いずれの方向の解析においても柱には曲げ降伏ヒンジの発生は見られず、梁降伏型の崩壊機構を示した。

解析では、3階・4階の層せん断力と層間変形関係の剛性が低くなっている。これは、旧耐震基準による建物で、1階・2階はPC鋼棒ブレースが配置されていたのに対して、3階はブレースのない純フレームであったこと、および4階は塔屋であったためである。

(3) PC 体育館

本建物は最大層間変形角が1%以前に、建物各方向とも耐力壁がせん断降伏し、そのときのベースシア係数と最大層間変形角は、 $X \cdot Y \cdot 45$ 度各方向でそれぞれ0.52 (1層: 1/239), 0.76 (3層: 1/448), 0.66 (1層: 1/392)であった。保有耐力時の崩壊機構は、 X 方向解析では外フレーム東西面3階の壁がすべてせん断降伏に達し、さらに基礎梁と2F・3F梁の殆どが曲げ降伏した。 Y 方向解析では外フレーム西面の壁が1階から最上階までせん断降伏した。ただし、柱・梁・PC梁に降伏ヒンジは見られず、さらに他の構面の壁もせん断降伏に達していない。これは、東側は2構面に耐力壁が配置されているのに対して、西側では外構面のみ耐力壁が配置されたことから、剛性偏心による捻れ変形で西側構面が先にメカニズムに達したと考えられる。45度方向の解析については、 X 方向架構の外フレーム3階の壁がせん断降伏して、さらに基礎梁を含め2F・3F梁の殆どが曲げ降伏した。ただし、 Y 方向架構では、柱・梁フレームに曲げ降伏ヒンジの発生はなく、耐力壁もせん断降伏に達していない。

(4) PPC 事務所 A

この建物は、 X 方向の1階と Y 方向北面コア部に耐力壁が配置されており、各方向の解析とも最大層間変形角が1%以前に耐力壁がせん断降伏に達した。保有水平耐力と層間変形角関係は、 $X \cdot Y \cdot 45$ 度各方向でそれぞれ0.40 (1/115), 0.43 (1/199), 0.47 (1/174)に達した。保

有耐力時の崩壊機構は、 X 方向の解析では、1階の耐力壁がせん断降伏して、さらに基礎梁を含め全層でPPC梁の約半数以上が曲げ降伏した。 Y 方向解析では、1階・2階・3階の耐力壁がせん断降伏に達して、さらに2F梁とRF梁の一部が曲げ降伏した。45度方向の解析については、 X 方向架構は各層でPPC梁の約半分が曲げ降伏した。 Y 方向架構では、1階・2階・3階の耐力壁がせん断降伏に達して、2F梁と3F梁の一部が曲げ降伏した。ただし、いずれの解析でも柱には曲げ降伏ヒンジの発生はない。

(5) PPC事務所B

本建物の X 方向は純フレームで、最大層間変形角が1%時の保有水平耐力がベースシア係数で0.57に達した。 Y 方向は両妻面の耐力壁が層間変形角1%以前にせん断降伏し、壁のせん断降伏時の保有水平耐力と最大層間変形角関係は0.60(1/662)であった。45度方向では、 Y 方向耐力壁のせん断降伏時が保有水平耐力で、ベースシア係数と最大層間変形角関係は0.73(1/161)であった。保有耐力時の崩壊機構は、 X 方向解析では基礎梁を含め殆どの梁が曲げ降伏した。 Y 方向解析では1階・2階・3階の耐力壁がせん断降伏に達した。ただし、全層のPPC梁に曲げ降伏はない。45度方向の解析では、 X 方向架構は3F・4F・RFの梁が殆ど曲げ降伏し、さらに2F梁も一部曲げ降伏した。 Y 方向架構では、1階・2階・3階の耐力壁がせん断降伏に達した。ただし、いずれの解析も柱に降伏ヒンジの発生はない。

5. 地震応答解析

各建物の地震挙動を推定するために地震応答解析を行った。応答計算は、Newmarkの β 法($\beta=0.25$)による数値積分法とした。減衰マトリクスは、瞬間剛性に比例すると仮定して弾性1次モードに対する減衰定数を5%、高次モードに対しては振動数に比例すると仮定した。解析は非線形漸増荷重解析と同様、3次元の疑似立体モデルにより実施した。また、地震波入力は、観測記録の方向と建物の立地角度を一致させて東西(EW)・南北(NS)の2方向記録を同時入力した。各地震記録による最大応答層間変形角を図-6に示す。地震応答解析による各PC造建物の挙動は以下のとおりであった。

(1) PCボウリング場

建物をN-025.5Wに回転してNSとEWの2方向記録を同時入力した。推定人工地震波による最大応答は1層で、 X ・ Y 方向が5.3 cm(1/108)および12.2 cm(1/47)に達した。ちなみにJMA Kobe記録による最大応答層間変形は、建物の X ・ Y 方向とも1層でそれぞれ5.4 cm(1/106)および18.5 cm(1/31)に達し、東北大記録による最大応答も1層で X ・ Y 方向が4.8 cm

(1/119)および13.5 cm(1/42)に達した。

推定人工地震波による X 方向のメカニズムは、1階・2階・3階の壁がせん断破壊して、さらに基礎梁を含め2F・3F梁の大半と4F梁の一部が曲げ降伏した。また、柱に曲げ降伏はないが、2本の2階柱に断破壊が生じた。 Y 方向では、1階・2階・3階・4階の壁がせん断破壊し、基礎梁および2F・3F梁の殆どが曲げ降伏した。さらに、1階で4本・2階柱で3本の柱にせん断破壊が生じた。また、3階柱脚で1本曲げ降伏したが、それ以外の柱に曲げ降伏ヒンジの発生はない。4F PC梁については、ひび割れが認められたが曲げ降伏ヒンジの発生は見られない。

JMA Kobeによる建物の X 方向フレームのメカニズムは、基礎梁と2F・3Fの梁が殆ど降伏し、さらに1階から3階の耐力壁もせん断破壊を起こした。 Y 方向については、4F PC梁の一部の梁下端を含め殆どの梁が曲げ降伏し、1階・2階・3階柱の一部に曲げ降伏とせん断破壊が生じた。さらに、耐力壁の殆どがせん断破壊を起こした。また、東北大記録による応答も推定波に近い挙動を示した。

いずれの地震波でも1階・2階・3階で、雑壁および柱の一部がせん断破壊しており、実際の被害状況にほぼ一致すると見られる。

(2) PCaPC倉庫A

建物をN-024Wだけ回転して観測記録の方向に一致させて2方向記録を同時入力した。本建物は、設計での積載荷重が1.2 tf/m²の重量倉庫であるが、地震時の荷重が約半分程度であったことが分かったため、積載荷重を50%と仮定して解析した。

建物の近くで観測されたPOI Kobe記録による最大応答層間変形は、建物の X ・ Y 方向とも3層でそれぞれ1.86 cm(1/329)および8.0 cm(1/76)に達し、JMA Kobeによる応答も、3層でそれぞれ10.3 cm(1/59)および22.2 cm(1/27)に達した。また、東北大記録による最大応答も3層で、 X ・ Y 方向が7.3 cm(1/84)および14.2 cm(1/434)に達した。

POI Kobe記録による X 方向フレームのメカニズムは、両外フレームのRF梁のみ曲げ降伏した。 Y 方向フレームでは殆どの基礎梁を含め全層の梁が曲げ降伏し、さらに両外フレームに配置されたPC鋼棒ブレースもすべて引張降伏した。一方、JMA Kobeおよび東北大記録による応答は、POI Kobe記録に比べ応答が著しく、 X ・ Y 方向フレームとも基礎梁および各層のPC梁ならびにPC鋼棒ブレースが殆ど曲げ降伏あるいは引張降伏した。ただし、いずれの解析結果でも、すべての柱には曲げ降伏ヒンジの発生およびせん断破壊が見られず、完全な梁降伏型の崩壊メカニズムを示した。

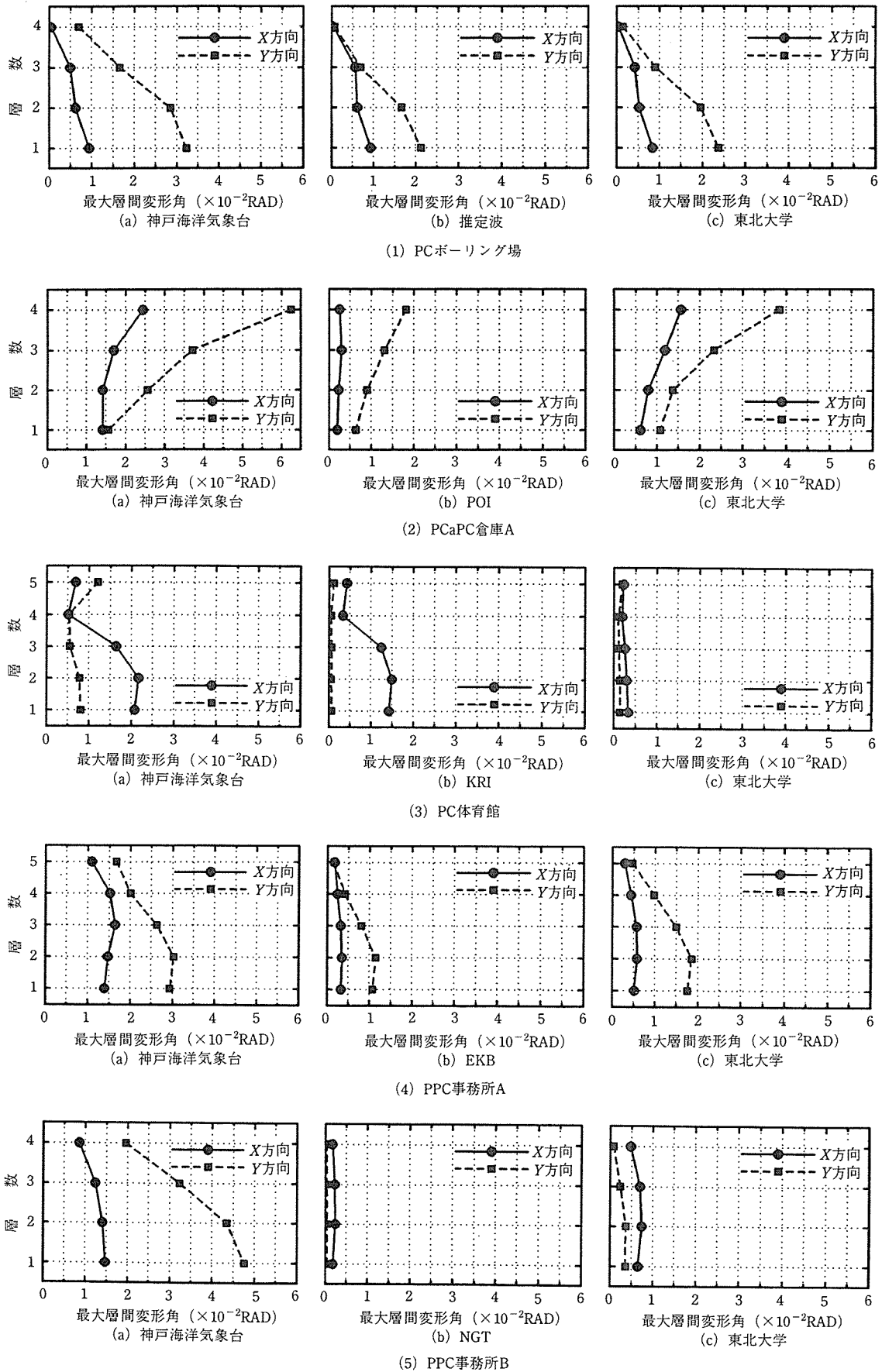


図-6 最大応答層間変形角

現地調査でも PC 鋼棒ブレースの表面塗料の剥がれ具合から、大きな引張力が作用して降伏程度まで達していたことが窺われることから、解析結果はほぼ妥当であろう。また、PC 圧着接合によるプレキャスト構造であったため、亀裂は接合部に集中して地震時に開いた可能性もあるが、地震終了とともに亀裂が閉じてプレキャスト部材には全く損傷が見られないものと考えられる。また、3 層・4 層の応答が大きくなっているが、建物に全く被害が見られない。これは、非線形解析でも述べたように解析上の剛性が低く評価された結果であるが、実際には帳壁などの非構造壁があったため、地震時に有利に働いたものと推察される。

(3) PC 体育館

KRI 記録による最大応答層間変形は、建物 X 方向の 2 層で 5.33 cm (1/67) および Y 方向の 5 層で 0.42 cm (1/850) に達し、建物の方向で応答が大きく異なる結果となった。Y 方向は大スパンの PC 架構で、さらに両妻面に耐震壁が配置されたことから応答が抑えられたと思われる。一方、X 方向は 3 階の一部に耐力壁が配置されているが、実際は純フレームに近い RC 架構になっている。この応答結果は、建物の方向によって、事実上の設計用ペースシア係数の違いと耐力壁の配置から X 方向の応答が著しくなったと思われる。

JMA Kobe による応答も KRI と同様の層で、X・Y 方向が 7.6 cm (1/46) および 4.3 cm (1/83) に達した。しかし、東北大記録による最大応答は、X 方向は 1 層で 1.7 cm (1/305) および Y 方向が 5 層で 0.68 cm (1/523) に留まった。本解析例では、地震波の違いによって応答が大きく異なるのが特徴である。

KRI 記録による X 方向フレームのメカニズムは、基礎梁を含め殆どの梁が曲げ降伏し、さらに 3 階の耐力壁もせん断破壊を起こした。Y 方向フレームでは耐力壁にせん断破壊を起こしたものの、RF の PC 梁を含めすべての柱梁部材に曲げ降伏ヒンジの発生はない。

実際には、構造物に被害が観測されておらず、地震応答が小さかったことを示している。本建物は、3 階部分が体育館でスパン 26 m、階高 7.53 m の大空間を有しており、さらに屋上部分はプールになっている。地震時には、プールがほぼ満水状態であったことから、水を固定荷重と見なして解析したが、実際は水が自由水となり地震時のエネルギーを吸収する働きをした可能性も考えられよう。

(4) PPC 事務所 A

建物を N-012 W に回転して観測記録の方向に一致させて 2 方向記録を同時入力した。EKB 記録では、X・Y 方向とも 2 層で最大応答変形に達し、それぞれ 1.25 cm (1/280) および 4.0 cm (1/87) であった。JMA Kobe

による応答は X 方向が 3 層で 5.6 cm (1/63) および Y 方向が 2 層で 10.5 cm (1/33) に達した。また、東北大記録による応答も各方向とも 2 層で示し、X 方向が 2.0 cm (1/135) および Y 方向が 6.5 cm (1/54) に達した。

EKB 記録による X 方向フレームのメカニズムは、中フレーム (B 通り) の 1 階のみに配置された耐力壁がせん断破壊を起こした。A・B・C 通りの各フレームに曲げ降伏ヒンジの発生はないが、D 通りでは基礎梁と 2 F PPC 梁および E・F 通りでは基礎梁と 2 F・3 F・4 F の PPC 梁が曲げ降伏して壁の偏在による捻れ応答を示した。Y 方向フレームでは、耐力壁にせん断破壊が生じ、さらに基礎梁と 2 F・3 F・4 F の梁に曲げ降伏ヒンジが発生した。JMA Kobe による応答は、EKB 記録に比べ著しく X 方向は基礎梁を含め全層の PPC 梁が曲げ降伏した。また、Y 方向も全層で耐力壁のせん断破壊と基礎梁を含めた全梁が曲げ降伏した。また、東北大記録による応答も EKB 記録の応答に比べて幾らか大きく、X 方向は基礎梁を含め殆どの PPC 梁が曲げ降伏し、Y 方向も基礎梁を含めてほぼ全層の梁が曲げ降伏した。また、耐力壁は、各方向ともせん断破壊を起こした。ただし、各記録による応答とも柱に曲げ降伏ヒンジの発生は見られず梁降伏型の崩壊機構を示した。

本建物は、埋立地にあり周辺地盤に液状化が見られたほか、建物自体も基礎部で幾らか傾いていたが構造躯体に被害はない。これらのことから、実際の地震入力はやほど大きくなく、EKB 記録程度の応答に留まっていたものと推察される。

(5) PPC 事務所 B

建物を N-027 W に回転して観測記録の方向に一致させ、NS および EW の 2 方向記録を同時入力した。NGT 記録による最大応答層間変形は、建物の X・Y 方向とも 2 層で示し、それぞれ 0.86 cm (1/416) および 0.2 cm (1/1826) の小さな応答を示した。しかし、JMA Kobe 記録の応答は X・Y 方向とも 1 層で、それぞれ 5.4 cm (1/68) および 17.4 cm (1/21) の著しく大きい応答を示した。一方、東北大記録による最大応答は、X・Y 方向とも 2 層で、それぞれ 2.66 cm (1/135) および Y 方向が 1.23 cm (1/273) に達した。

NGT 記録による応答では、X 方向純フレーム架構に曲げ降伏ヒンジの発生はない。また、Y 方向フレームでは耐力壁の約半数がせん断破壊したが、柱および PPC 梁には曲げひび割れすら発生していない。一方、JMA Kobe による応答は、X 方向では基礎梁を含め全梁が曲げ降伏した。Y 方向フレームでは、基礎梁を含め全層の PPC 梁が曲げ降伏して耐力壁もすべてせん断破壊した。東北大記録による応答は、NGT 記録による応答に比べ幾らか大きく、X 方向フレームでは基礎梁を含め殆

どの PPC 梁が曲げ降伏した。また、Y 方向フレームでは耐力壁がせん断破壊し、さらに 2 F・3 F の PPC 梁も一部曲げ降伏した。ただし、各地震記録とも、柱には曲げ降伏ヒンジの発生はなく梁降伏型の崩壊機構を示した。

実際には、建物に被害が見あらず、NGT 記録程度の入力に留まっていたと推測される。

6. ま と め

兵庫県南部地震による PC 造建物の挙動を推定するために、震度 6 および 7 の地域に実在した 5 棟の PC 造建物を対象に、3 次元の疑似立体モデルによる非線形漸増載荷解析および地震応答解析を行った。これらの解析結果から PC 造建物の地震挙動について、以下のようにまとめることができた。

- 1) 大破した PC 造建物は、雑壁のせん断破壊に端を發した被害と考えられる。
- 2) PC 圧着接合によるプレキャスト PC 造建物は、地震による損傷が殆ど残存しない。
- 3) 新耐震基準による PC 造建物は、概ね梁降伏型の崩壊機構を持ち、地震被害を受けなかった。
- 4) 兵庫県南部地震による各 PC 造建物への入力は、概ね建物の近くで観測された地震波あるいはその推定人工地震波程度と考えられる。

謝 辞

兵庫県南部地震による PC 造建物の挙動を推定するために、検討した各 PC 造建物に関する設計図書の提供を戴きました皆様方、本協会兵庫県南部地震 PC 構造物震害調査委員会で 1 年半にわたり協力を戴いたオリエンタル建設(株)の沖田佳裕氏および多賀秀俊氏、ならびにフドウ建研(株)の丹野政志氏および坂田博史氏、さらに PC 造建物の震害調査でご協力を戴きました皆様に、本紙面を借りて心より謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 本協会／兵庫県南部地震 PC 構造物震害調査委員会報告書, 1995 年 6 月.
- 2) 本協会／兵庫県南部地震 PC 建築物調査小委員会報告“兵庫県南部地震における PC 造建物の被害と耐震診断”本協会誌, Vol. 38, No. 4, 1996.
- 3) Takeda T., M.A. Sozen, N.N. Nielsen : “Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake” Proceedings, ASCE, Vol. 96, No. ST 12, December, 1970, pp. 2557-2573.
- 4) 林, 岡本, 小谷, 加藤, 傳 : “PC 部材の履歴特性と PC 造建物の地震応答性状”, 本技術協会誌, Vol. 37, No. 4, July 1995, pp. 57-67.
- 5) (株)竹中工務店, “阪神大震災(兵庫県南部地震)調査報告”一第 4 報一, 1995 年 10 月 31 日.

【1996 年 5 月 2 日受付】