

(48) 兵庫県南部地震におけるPC造建物の挙動

(株)ト・エス 正会員 ○市澤勇彦
 建設省建築研究所 正会員 加藤博人
 (財)日本建築センター 正会員 岡本 伸
 (株)ト・エス 正会員 林 三雄

1. はじめに

1995年1月17日発生した兵庫県南部地震による気象庁の震度階6以上の地域に100棟を越すPC造建物が実在した。これらPC造建物に対する震害調査は、本協会/兵庫県南部地震PC構造物震害調査委員会で実施され、同年6月、その調査結果が公表^[1]された。同調査によるPC造建物の被害は、旧耐震設計基準によるPC造建物の大破被害が1棟確認されたが、被災度が他構造に比べ比較的小さい(1%)と考えられた。このため、初期調査後の同年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置され、PC造建物に対するより詳細な調査^[2]がおこなわれた。一方、我が国でPC造建物が最初に遭遇した地震は1978年の宮城県沖地震と考えられ、仙台市およびその周辺に約10棟のPC造建物が実在したが、構造的な損傷のない比較的軽微な被害^[3]に留まっていた。さらに、その後東日本で発生した2地震(日本海中部地震/1983、および三陸はるか沖地震/1994)の際にも10数棟から数棟のPC造建物が地震に見舞われたが、宮城県沖地震と同様、極めて軽微な被害におさまっていた。

本研究は、本協会/PC建築物調査小委員会で耐震診断を含めて詳細な調査が行われた建物の内、3棟のPC造建物を対象に実施した解析的検討の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、崩壊形および地震挙動を推定するために非線形漸増荷重解析と地震応答解析を実施した。地震応答解析には対象建物の近くで観測された兵庫県南部地震あるいは推定人工地震記録を中心に使用した。

2. 検討建物

検討対象のPC造建物は、本協会/兵庫県南部地震PC建築物調査小委員会で調査・報告^[2]されたPC造建物の内、大破被害を受けたa)PC造ボウリング場と無被害であったb)プレキャストPC造倉庫およびc)PPC造事務所の3棟とした。建物の概要を表1に、平面および軸組を図1に示す。

表1 建物概要

建物名称	規模	竣工年	所在地	被災度
a)PC造ボウリング場	4層PC造	1971	神戸市灘区	大破
b)プレキャストPC造倉庫	3層PCaPC造	1978	神戸市中央区	無被害
c)PPC造事務所	4層PPC造	1992	神戸市兵庫区	無被害

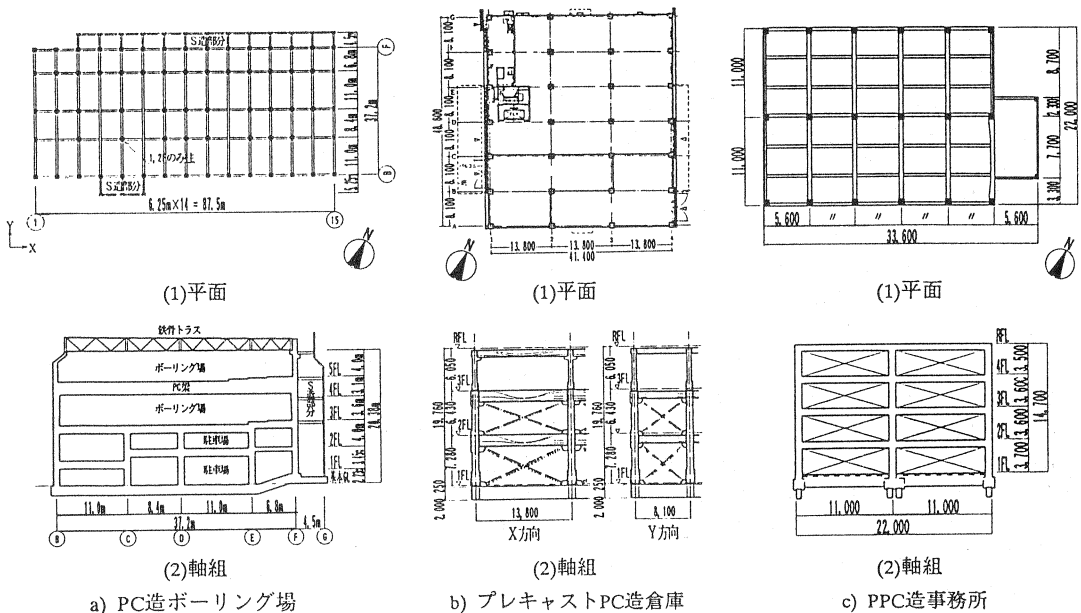


図1 各建物の平面および軸組

3. 解析検討方針

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地震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用いた。解析モデル、履歴特性モデルおよび使用地震波記録は、以下の通りとした。

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。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して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、境界柱を層毎に剛な梁と仮定した境界梁にピン接合して軸バネとし、さらに壁板部の変形はせん断と曲げ成分に分けて、それぞれ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モデルとした。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歪み(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。

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

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

$$M_c = (1.8\sqrt{F_c + P_t}/A_c) \cdot Z_c \quad (3)$$

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

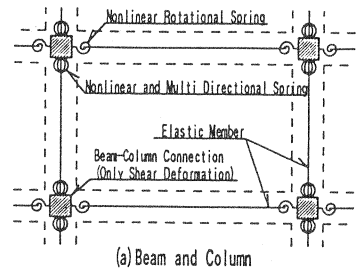
ここに、 $\eta = (P_c + N)/(F_c \cdot b \cdot D)$ 、 $q = (f_{py} \cdot a_{pc})/(F_c \cdot b \cdot d)$ 、L:部材フェースから反曲点までの距離、 E_c および G_c :コンクリートの係数およびせん断弾性係数、 I_c :有効断面2次モーメント、 Z_c :有効断面係数、 A_c :コンクリートの断面積、 k :せん断形状係数、 n :コンクリートに対する鋼材の弾性係数比、 P_t :PC鋼材を考慮した引張筋筋比、 a :シアースパン、 D :部材成、 d :部材の有効成、 F_c :コンクリートの圧縮強度、 P_c :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_{pc} :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_t 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_{pc})に(f_{py}/σ_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_{pc} を3倍した値とする。

3.2 使用履歴モデル

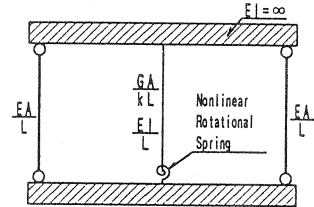
履歴モデルは、RC部材にTAKEDAモデル^[4]、およびPPCを含むPC部材にはPC部材モデル^[5]を用いた。TAKEDAモデルにおける降伏後の塑性率に伴う除荷剛性を決める指数 γ の値は0.4とし、PC部材モデルにおけるPC鋼材が占める曲げ終局強度比に伴う係数 λ' および降伏後の塑性率に伴う除荷剛性を決める指数 γ の各値は、文献^[4]に従った。PC部材に用いた履歴モデルの概要を図3に示す。

3.3 使用地震波記録

各PC建造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^[6]を用いた。また、比較のために神戸海洋象台で観測された地震記録と地表の最大速度で50cm/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。

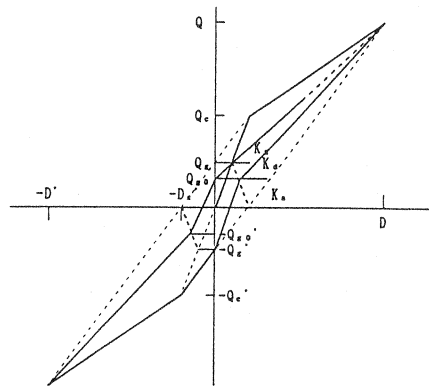


(a) Beam and Column

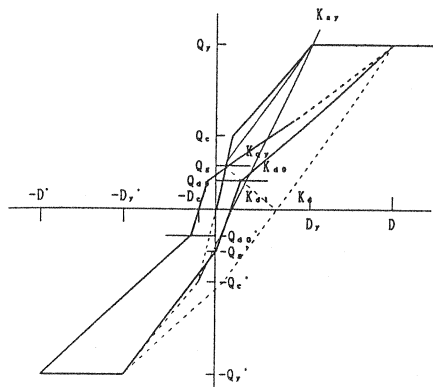


(b) Structural Wall

図2 各部材の解析モデル



(1) 曲げひび割れ後の履歴



(2) 曲げ降伏後の履歴

図3 PC部材モデル

4. 非線形漸増荷重解析

各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形を確認するために、建物の各方向(X・Y・45度)に対する漸増荷重解析を行った。漸増荷重の層せん断力分布形はA₁モードとし、解析モデルは前項に従った。ただし、耐力壁を持つ架構の解析では基礎杭を弾性の軸バネとして扱った。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(C₀)が0.2と0.3における層間変形角、さらにC₀が0.3の時と最大層間変形角が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、解析では部材がせん断降伏した後にも塑性変形が継続するとして解析を続行したため、解析結果からせん断降伏についてもチェックし、表示される部材のせん断降伏時をメカニズムと判断、その時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、最大層間変形角が1%時の漸増荷重からせん断降伏によるメカニズム時の水平荷重を差し引いたものも保有耐力とした。解析結果の内、建物各方向の保有水平耐力を表3に、保有耐力時の崩壊機構および層せん断力と層間変形角の関係を図4および5に示す。解析による各PC造建物の挙動は以下の通りであった。

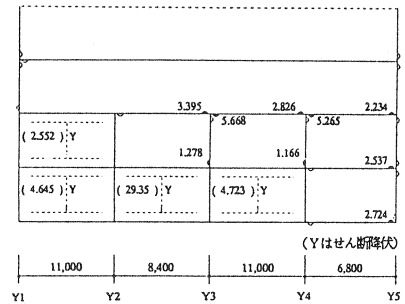
表3 保有水平耐力

建物名称	X方向	Y方向	45度方向
a) PC造ボウリング場 (純フレーム想定)	0.28 (0.31)	0.25 (0.30)	0.37 (0.41)
b) プレキャストPC造倉庫	0.45	0.35	0.44
c) PPC造事務所	0.57	0.60	0.73

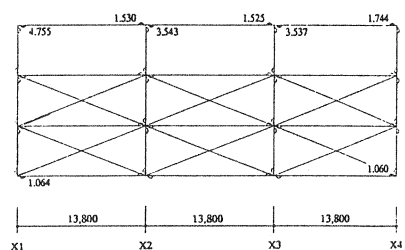
a) PCボウリング場

設計で想定した純フレーム解析で、最大層間変形角1%時のX・Y・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における2FからRFまでの梁が曲げ降伏し、さらに北側外構面の全基礎梁と南側外構面の基礎梁外端も曲げ降伏した。Y方向解析では4FPC梁を除き基礎梁を含む全ての梁が曲げ降伏した。45度方向の解析については、X方向架構では南側外構面の全ての4・RF梁と3F梁の外端が曲げ降伏、さらに北側外構面では基礎梁を含め全ての梁が曲げ降伏した。また、内部構面では基礎梁を除き全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め全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。

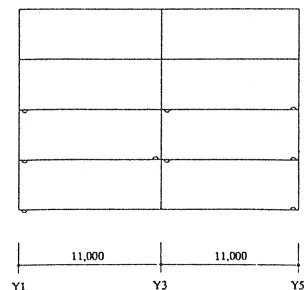
一方、雑壁を考慮した解析では、壁のせん断降伏時のベースシア係数とその時の最大層間変形角の関係は、X・Y・45度各方向で0.38(1/979)・0.20(1/1424)・0.28(1/1226)となり、初期変形時にはフレームが十分に耐力を発揮できず純フレーム解析より小さな値を示した。また、壁のせん断降伏後も塑性変形が継続するとして解析では、最大層間変形角が1%時のベースシア係数は、X・Y・45度各方向でそれぞれ0.66・0.45・0.65に達した。このため、最大層間変形角が1%時の耐力からせん断降伏時の荷重を除いた値が架構の保有水平耐力と仮定すれば、X・Y・45度各方向の保有水平耐力は、ベースシア係数でそれぞれ0.28・0.25・0.37となり、純フレーム解析に較べて幾らか水平耐力が小さくなる。壁のせん断降伏後の最大層間変形角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し、さらに基礎梁を含め殆どの梁が曲げ降伏した。また、1・2階柱の一部に曲げ降伏とせん断降伏が生じた。Y方向の解析では1・2・3階の壁がせん断降伏し、さらに基礎梁を含めて2・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、4FPC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、壁の一部がせん断降伏した。Y方向架構は、1・2・3階の壁がせん断降伏し、基礎梁を含めて2・3F梁の殆どが曲げ降伏した。さらに、1階で柱の一部も曲げ降伏した。本建物の被害は、1・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壁筋量と厚さを持つ壁がせん断破壊を起こした場合、その壁を囲む柱・梁架構も一緒に破壊され、建物全体の崩壊形と保有耐力に大きい影響を与えることを示した被害例と言える。



a) PC造ボウリング場(Y方向:壁考慮)



b) プレキャストPC造倉庫(X方向)



c) PPC造事務所(Y方向)

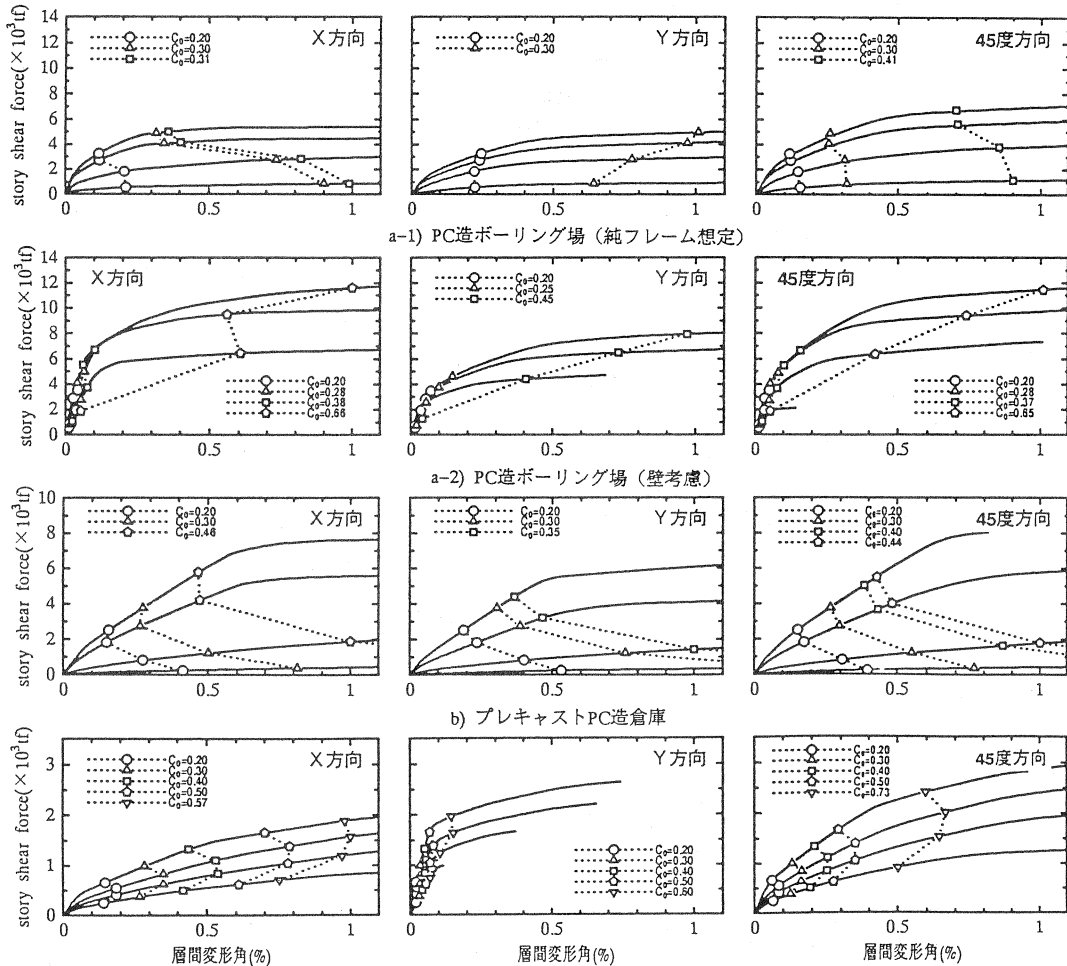
図4 保有耐力時の崩壊機構

b) PCaPC倉庫

層間変形角が1%時のX・Y・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0.45・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て2・3・RF梁が全て曲げ降伏し、さらに1・2階のPC鋼棒ブレースも引張降伏した。45度方向の解析については、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、さらに西面外フレームにおける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・4階の層せん断力と層間変形関係における層剛性が低くなっているが、本建物は旧耐震基準によるもので、1・2階には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。

c) PPC事務所

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方向は耐力壁フレームで、両妻面の壁は最大層間変形角が1%以前にせん断降伏した。また、壁のせん断降伏時の保有水平耐力と最大層間変形角の関係は0.60(1/662)であった。45度方向解析では、Y方向耐力壁のせん断降伏時が保有水平耐力となり、ベースシア係数と最大層間変形角の関係は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て殆どの梁が曲げ降伏し、Y方向解析では1・2・3階の耐力壁がせん断降伏した。ただし、全層のPPC梁には曲げ降伏ヒンジはない。45度方向解析は、X方向架構では3・4・RFの梁が殆ど曲げ降伏し、さらに2F梁の一部も曲げ降伏した。Y方向架構では1・2・3階の耐力壁がせん断降伏した。ただし、いずれの解析でも柱に降伏ヒンジの発生はない。



c) PPC造事務所
図5 層せん断力と層間変形角の関係

5. 地震応答解析

地震応答解析は表2の各地震記録を用いて解析した。応答計算はNewmarkのβ法(β=0.25)による数値積分法とし、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。解析モデルは非線形漸増載荷解析と同様、3次元の疑似立体モデルとした。さらに、地震波の入力は、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通りであった。

a) 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⁶⁾による最大応答層間変形は1階で、X・Y方向がそれぞれ5.3cm(1/108)・12.2cm(1/47)に達した。ちなみにJMA Kobe記録による最大応答は、X・Y方向とも1階でそれぞれ5.4cm(1/106)・18.5cm(1/31)、さらに東北大記録による最大応答も1階でX・Y方向が4.8cm(1/119)・13.5cm(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・2・3階の壁がせん断降伏し、さらに基礎梁を含め2・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階で2本の柱にせん断降伏が生じた。Y方向では、1・2・3・4階の壁がせん断降伏し、基礎梁および2・3F梁の殆どが曲げ降伏した。さらに、1階で4本、2階で3本の柱にせん断降伏が生じた。また、3階では1本の柱が柱脚で曲げ降伏したが、それ以外の柱に曲げ降伏ヒンジの発生はない。4FPC梁については、ひび割れが発生しているが曲げ降伏ヒンジは見られない。JMA KobeによるX方向フレームのメカニズムは、基礎梁と2・3Fの梁が殆ど曲げ降伏し、さらに1階から3階の耐力壁もせん断降伏した。Y方向については、一部の4FPC梁下端を含め殆どの梁が曲げ降伏し、1・2・3階柱の一部には曲げ降伏とせん断降伏が生じた。さらに、耐力壁の殆どがせん断降伏した。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・2・3階で、雑壁と柱の一部がせん断降伏しており、実際の被害状況にほぼ一致すると見られる。

b) PCaPC倉庫

建物をN-024Wだけ回転し観測記録の方向に合わせて2方向記録を入力した。本建物は設計での積載荷重が1.2ton/m²の重量倉庫であるが、地震時の積載荷重が約半分程度と考えられたため積載荷重を50%と仮定して解析した。

建物近くで観測されたPOI Kobe記録による最大応答層間変形は、X・Y方向とも3階でそれぞれ1.86cm(1/329)・8.0cm(1/76)に達し、JMA Kobeによる応答も3階でそれぞれ10.3cm(1/59)・22.2cm(1/27)に達した。また、東北大記録による最大応答も3階で、X・Y方向が7.3cm(1/84)・14.2cm(1/434)に達した。POI Kobe記録によるX方向架構は、両外側フレームのRF梁のみ曲げ降伏した。Y方向架構では殆どの基礎梁を含めて全層の梁が曲げ降伏し、さらに両外側フレームに配置されたPC鋼棒ブレースも全て引張降伏した。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大きく、X・Y方向とも基礎梁および各層のPC梁ならびに各階のPC鋼棒ブレースが殆ど曲げ降伏および引張降伏した。ただし、いずれの解析結果でも、全ての柱に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。現地調査でもPC鋼棒ブレースの表面塗料の剥がれなどから、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、解析結果は概ね妥当と考えられる。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、地震終了と共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・4階の応答層間変形は大きい、建物には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り、実際には帳壁などの非構造壁があったため、地震地に有利に働いたものと推察される。

c) PPC事務所

建物をN-027Wに回転して観測記録の方向に合わせて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、X・Y方向とも2階で示し、それぞれ0.86cm(1/416)・0.2cm(1/1826)の小さな応答であった。しかし、JMA Kobe記録の応答はX・Y方向とも1階で、それぞれ5.4cm(1/68)・17.4cm(1/21)に達して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階で、それぞれ2.66cm(1/135)・1.23cm(1/273)に達した。

NGT記録による応答では、X方向のRC純フレーム架構には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降伏したが、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て全梁が曲げ降伏した。また、Y方向フレームでは、基礎梁を含めて全層のPPC梁が曲げ降伏して耐力壁も全てせん断降伏した。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

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)
a)PC造ボウリング場	推定波 NS	548.08	15
	EW	583.99	
b)プレキャストPC造倉庫	POI-Kobe NS	341.00	
	EW	284.10	
c)PPC造事務所	NGT-Kobe NS	315.30	
	EW	122.00	
a)~c)全建物	JMA-Kobe NO00E	820.57	
	NO90E	619.20	
a)~c)全建物	東北大学 NS	356.97	
	EW	279.96	

フレームでは基礎梁を含めて殆どの梁が曲げ降伏した。また、Y方向フレームでは耐力壁がせん断降伏し、さらに2・3F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。

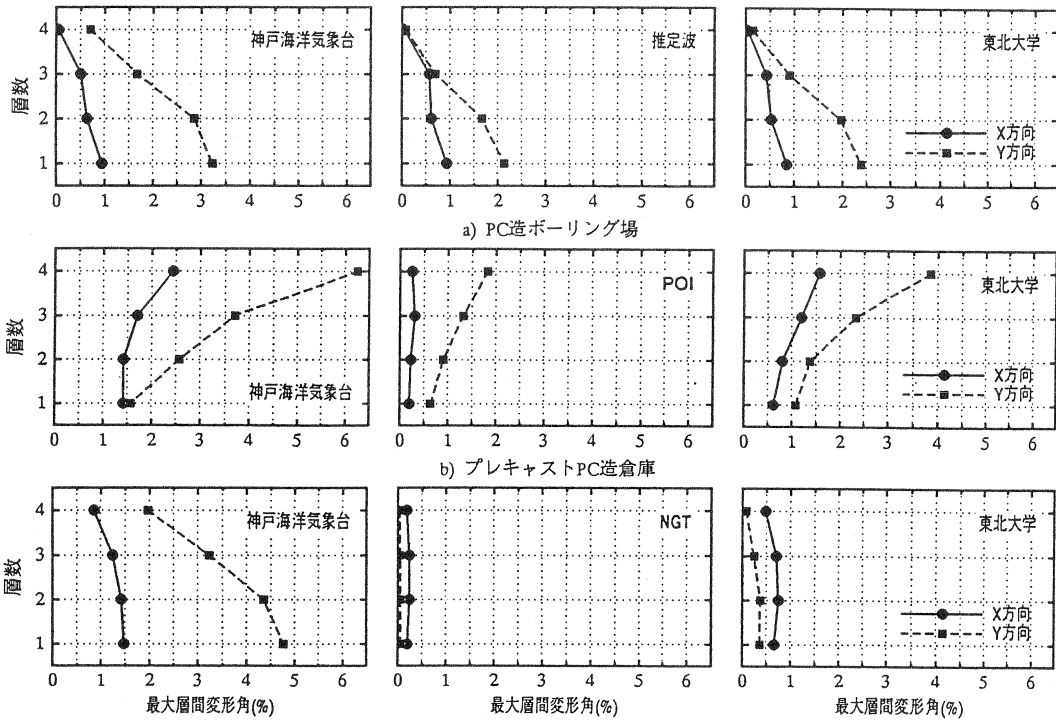


図6 最大応答層間変形角

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・7に実在した3棟のPC造建物を対象に非線形漸増載荷解析と地震応答解析をおこなった。解析結果からPC造建物の地震挙動について、以下のように纏めることができた。

- (1) 大破したPC造建物は、雑壁のせん断破壊に端を発して被害が広がったと考えられる。
- (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建物への入力は、概ね建物の近くで観測された地震波が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方々ならびに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⁾ 岡本伸,野原英紀,野沢正,"宮城県沖地震におけるプレストレストコンクリート造建築物の被害",
 本技術協会誌, Vol.21, No.4, Aug. 1979, pp13-32。
⁴⁾ Takeda T., M.A. Sozen, N.N. Nielsen,"Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake"
 Proceedings, ASCE, Vol.96, No.ST12, December, 1970, pp2557-2573。
⁵⁾ 林岡本,小谷,加藤,博,"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, pp57-67。
⁶⁾ (株)竹中工務店,"阪神大震災(兵庫県南部地震)調査報告",-第4報-,1995年10月31日。