【カテゴリーI】

プレストレストコンクリート造建物の耐震性能評価と向上に関する E-ディフェンス振動台実験 SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT AND IMPROVEMENT OF PRESTRESSED CONCRETE BUILDINGS BASED ON E-DEFENSE SHAKING TABLE TEST

長江拓也^{*1}. 田原健一^{*2}. 福山國夫^{*3}. 松森泰造^{*4} 等^{*5}. 壁谷澤 寿海^{*6}. 河 野 進^{*7}. 西 山 峰 広^{*8}. 西 山 功*⁹ 塩 原 Takuva NAGAE. Kenichi TAHARA. Kunio FUKUYAMA. Taizo MATSUMORI, Hitoshi SHIOHARA, Toshimi KABEYASAWA, Susumu KONO, Minehiro NISHIYAMA and Isao NISHIYAMA

A four-story prestressed concrete building is tested by using the E-Defense shake-table facility. The test building with a rectangular plan utilizes the moment frame system in the longitudinal direction and the multi-story wall frame system in the transverse direction. For a series of tests, the intensity of input ground motions is gradually increased. Finally, the moment frame system sustains the maximum story drifts more than 0.05 rad exhibiting a partial mechanism, while the multi-story wall frame system remains the story drifts less than 0.02 rad.

> Keywords: Prestressed concrete, Shaking table test, Moment frame, Multi-story-wall プレストレストコンクリート,振動台実験,フレーム構造,連層耐震壁

1. はじめに

プレストレストコンクリート(以降, PC)造建物の耐震設計では, 1981年に新耐震設計法が導入される以前より、所定の骨組応力を各 部材の終局強度が下回らないことを確認する終局強度型設計が体系 化されている¹⁾. PC 造建物の保有耐力と変形性能の検証,評価につ いても、研究成果が技術資料として系統的に整理されている²⁾. 2009 年制定のプレストレストコンクリート造技術基準³⁾(以降, PC 造技 術基準)においては、近年の研究成果を加えた技術資料とともに、 保有水平耐力計算,限界耐力計算に基づく設計法が示されている.

本研究では、こうした技術的、研究的背景を有する PC 造建物の耐 震性能評価を目的とし、2010年12月に、実大三次元震動破壊実験施 設(E-ディフェンス)を用いて実大 PC 造建物に対する大型振動台 実験を実施した.本研究では特に、(1)骨組の構成部材の強度、変形 能力および破壊モードに関する各種評価法の適用性の検証,(2)骨組 の降伏機構の差異が地震応答性状に及ぼす影響の検証,(3)骨組およ び構成部材の破壊状況を適切に表現する数値解析モデルの同定,(4) 修復性評価に必要な骨組の損傷度に関する資料の取得、を具体的な 目標として掲げた.現在の耐震設計では,骨組の降伏機構を検証し, ヒンジを計画する部材に要求される変形性能を確保する靭性保証型 の設計法が趨勢となっており、PC 造技術基準においても、せん断余 裕度、曲げ圧縮靱性等の観点から部材の変形性能を確保する手順が 示されている.このとき、建物に要求される保有耐力と変形性能は 降伏機構と密接に関係するが、計画した降伏機構の実現に対しては 各種の影響因子を考慮する必要がある.本実験では、こうした問題 に関する分析を視野に入れている.

一方、以前より国内外において、PC 造骨組の構造特性やプレキャ ストコンクリート部材を用いる接合形式を利用することにより、コ ンクリート系建物の耐震性能の向上を目指す取り組みが実施されて きた⁴⁾⁻¹²⁾. このような視点に基づく PC 部材の研究開発の中で,プレ キャストコンクリート壁部材をアンボンド PC 鋼材で圧着する PC 造 連層耐震壁^{11,12)}が提案されている. PC 造連層耐震壁では,1階の壁 脚部を起点とするロッキング機構を性能目標としており,これを骨 組内に組み込むことで、大地震時における特定層への変形集中を防 ぐとともに、全体降伏機構を大変形時まで維持する効果が期待でき る、本研究では、米国 NEES¹³⁾の協力を得て、この PC 造連層耐震壁 を用いる PC 造建物の実現に向けた研究開発課題を導入した.

試験体は、平面形状が長方形の4階建てPC造建物であり、長辺方 向の構造形式を現行の設計法に従う純フレーム構造、短辺方向の構 造形式を PC 造連層耐震壁を用いた連層耐震壁フレーム構造とした. 実験では、入力地震動の振幅レベルを段階的に上げていき、最終的

	烟亚们取法八防火件子抆他研究別	土仕(切) たけ (上子 /
* 2	独立行政法人陆贸利受封海研究所	研究員, 捕斗(工学)

Senior Researcher, NIED, Dr. Eng. Researcher, NIED, Dr. Eng.

Visiting Researcher, NIED

- Assoc. Prof., Graduate School of Engineering, University of Tokyo, Dr. Eng. Prof., ERI, University of Tokyo, Dr. Eng.
- Assoc, Prof., Graduate School of Engineering, Kvoto University, Ph. D.

Director of Building Department, NILIM, Dr. Eng.

^{*3} 独立行政法人防災科学技術研究所 客員研究員

^{*4} 独立行政法人防災科学技術研究所 主任研究員・博士(工学) *5

東京大学大学院工学系研究科 准教授·工博 *6 東京大学地震研究所 教授·工博

^{*7} 京都大学大学院工学研究科 准教授 · Ph. D. ** 京都大学大学院工学研究科 教授·工博

^{*9} 国土交通省国土技術政策総合研究所 建築研究部長·工博

Senior Researcher, NIED, Dr. Eng.

Prof., Graduate School of Engineering, Kyoto University, Dr. Eng.

に通常の設計想定を超える変形レベルの地震応答を試験体に生じさせた.本実験に対する第一報目となる本論では,前半で,試験体の 設計内容および施工状況を詳しく説明する.また,試験体特性を整 理するために,純フレーム構造には PC 造技術基準に従う一般モデル を,連層耐震壁フレーム構造にはアンボンド PC 部材用モデルを適用 した静的増分解析を実施する.後半では,実験結果に対して,最大 層間変形角と骨組内の変形分布から,応答変形性状と降伏機構を検 証する.さらに,層せん断力の地震応答性状を考察し,基礎の転倒 モーメントによって静的増分解析結果と実験結果を比較する.最後 に,純フレーム構造に焦点を当て,PC 造技術基準に基づく性能評価 を考察するとともに,降伏機構に分析を加える.

2. 試験体概要

2.1 設計概要

Fig.1に試験体の平面図を, Fig.2に試験体の軸組図を示す. 試験 体は, 各階の階高が 3.0 m で, X 方向(長辺方向)が 7.2 m の 2 スパ ン、Y 方向(短辺方向)が7.2mの1スパンの4階建てPC 造建物で ある. X 方向の構造形式を純フレーム構造, Y 方向の構造形式を外 構面の中央に PC 造連層耐震壁を有する耐震壁フレーム構造とし, 試 験体の施工には、プレキャストコンクリート部材を PC 鋼材によって 圧着するプレキャスト・PC 圧着工法を採用した. PC 鋼材として、 柱には PC 鋼棒を,梁および壁には PC 鋼より線を用いた.X 方向の 純フレーム構造については、一般的なグラウト施工による PC 造建物 を想定しており、通常の手順に従って柱と PG1 梁の PC 鋼材用シー ス管内にグラウト材を注入した.一方,Y方向では、PC 鋼材を降伏 させない PC 造建物を視野に, 壁, PG2 梁および PG3 梁の PC 鋼材用 シース管内にグラウト材を注入せず、PC 鋼材をアンボンドとした. プレキャストコンクリートの設計基準強度は 60 N/mm²とした. PC 合成床版用のトップコンクリートの設計基準強度は 30 N/mm²とし た. 目地モルタルおよびグラウト用ミルクセメントの設計基準強度 は 60 N/mm²および 30 N/mm²とした.

本試験体のスパン長さは、施設の制約条件によって、X 方向にお いて 7.2 m と PC 造建物としては比較的小さいが、PG1 梁の梁せいは スパン長さを基準に 500 mm (スパン長さの約 1/15 に相当) とした. 柱の断面寸法は、建物重量とプレストレスによる軸力に対して、軸 力比(コンクリート強度に対する軸応力度の比)が 0.2 程度で, X 方向の PG1 梁に対する柱の曲げ強度比が一般的な値(内柱で 1.3) 以 上になるよう,450 mm 角とした.Y 方向の壁は,幅 2500 mm,厚さ 250 mm の長方形断面とした. Y 方向の PG2 梁は, 壁のロッキング に柔軟に追従すること、およびY方向の柱への曲げモーメント負担 を小さくすることを意図し、梁せいを 300 mm とした. PG3 梁につ いても、柱への曲げモーメント負担を小さくすることを意図し、梁 せいを 300 mm とした. PC 合成床版の厚さは 130 mm とした. ハー フプレキャスト部材である梁については、PC 合成床版を設置しスラ ブ筋を配した後に,厚さ100mmのトップコンクリートを打設した. 柱は2層1節,壁は各層1節とした.試験体の重量には,躯体とと もに、計測用鋼製治具類および設備機器類(機能評価実験用)を考 慮した.実験前において,各階の積算重量は996 kN (屋上階),813 kN (4 階), 806 kN (3 階), 804 kN (2 階) となり, 屋上階から 2 階ま での総重量は 3420 kN となった. この総重量は,設計段階で使用し



た概算値を3%下回った.重量に躯体以外が占める割合は,屋上階で13%,4階から2階で3%となったが,全てのものが床に固定されており,実験結果の分析には,上記の各階重量を用いる.

Table 1 に試験体の断面リストを示す. X 方向の 3 階床位置の柱梁 接合部を Fig. 3 (a)に, 1 階柱脚と基礎の接合状況を Fig. 3 (b)に示す. 柱と梁には,主筋 D19 (SD345,圧着面付近でカットオフ)および溶 接閉鎖型せん断補強筋 D10 (SD295)を配した.柱内の PC 鋼棒は,カ ップラーを用いて圧着面の上部で接続した.X 方向の設計では,PC 造技術基準を参照し,一次設計と二次設計を行った.柱の PC 鋼棒お



よび PG1 梁の PC 鋼より線の導入プレストレスは、有効プレストレ ス時に規格降伏強度の 0.8 倍となるように設定した.長期荷重に対し ては、圧着面の引張縁に引張応力の発生を認めないフルプレストレ ッシング設計とした.一次設計では、組み合わせ応力 G+X+1.5K を 終局強度が下回らないことを確認した(G:固定荷重による応力,X: プレストレスによる不静定応力,K:地震力による応力).なお、躯 体以外の重量も全て固定荷重として扱った.二次設計では、静的増 分解析において最大層間変形角が 0.02 rad に達した時点の骨組応力 から部材種別および D_sの判定を行った.その結果、全ての柱と梁は FA 部材となり、D_sは全ての階で 0.3 となった.静的増分解析におい て,層間変形角がいずれかの階で 0.01 rad に達した時点の1 階層せん 断力係数は 0.44 となった.静的増分解析に関する詳細は、Y 方向と 合わせて後の 2.2 節で述べる.

Y 方向の設計では、最大層間変形角 0.01 rad 時の保有水平耐力を X 方向の保有水平耐力と同程度とすることを意図した.壁および PG2 梁の PC 鋼より線の導入プレストレスは、有効プレストレス時に規格 降伏強度の 0.6 倍, PG3 梁の PC 鋼より線の導入プレストレス時に規格 降伏強度の 0.6 倍, PG3 梁の PC 鋼より線の導入プレストレスは、有 効プレストレス時に規格降伏強度の 0.8 倍となるように設定した.3 階床位置における壁および PG2 梁の接合状況を Fig. 4 (a)に、1 階の 壁と基礎の接合状況を Fig. 4 (b)に示す.PG2 梁については、壁のロ ッキングにより大きな梁端回転が生じることを想定し、せん断補強 筋を高強度鉄筋(KSS785)とした.壁と PG2 梁は、外柱で定着した PC 鋼より線によって圧着した.壁の設計には、PC 造連層耐震壁に関す る技術資料 ITG-5.2-09¹¹⁾を参照した.各階の壁には、D13 の縦筋(圧 着面付近でカットオフ)と横筋を配し、両端部に D13 の溶接閉鎖型







フープ筋を配した. PC 鋼より線については, 壁の幅方向に2ヶ所に 分け、1 階の壁脚回転に対する伸び量を考慮して、中心から 380 mm の位置に配置した.1階の壁脚には、エネルギー吸収要素として、基 礎に定着した D22 の異形鉄筋(SD345)を配した. この異形鉄筋につい ては、降伏後の歪集中を防ぐために、基礎の上面位置から 1500mm の高さまでをアンボンド処理し(以降,アンボンド鉄筋),曲げ耐力 の約25%を負担するように11)配筋した.また,曲げ圧縮靱性を高め ることを意図して、1階の壁の両端部の溶接閉鎖型フープ筋は高強度 鉄筋(KSS785)とした. 壁脚の圧着面に生じるせん断力に関しては、 PC 鋼より線のプレストレスによって生じる摩擦抵抗で伝達する設 計とした.摩擦係数を 0.5 とした 1 階壁脚の摩擦耐力は,層間変形角 0.02 rad 時の設計用せん断力に対して約2倍となった.柱,壁および 梁の有効プレストレス P_e と1 階の柱と壁の長期軸力 N_L を Table 2 に 示す.1階の内柱において有効プレストレスは長期軸力の約3倍,1 階の壁において有効プレストレスは長期軸力の約15倍となった.

2.2 試験体特性の評価

材料試験結果を Table 3 に示す. 異形鉄筋と PC 鋼棒の降伏強度の と引張強度 or は応力度で、PC 鋼より線の降伏強度 F. と引張強度 F. は応力で示している. PC 鋼棒および PC 鋼より線の降伏強度は,い ずれも, 規格値の 1.1 倍程度であった. プレキャストコンクリートの 圧縮強度 σ_Bは 80 N/mm²に達し,設計基準強度の約 1.4 倍となった. 目地モルタルおよびシース管用グラウト材の圧縮強度 on は,設計基 準強度の約2倍となった. A通りの1階と2階における壁のコンク リートと目地モルタルについては、損傷比較のため鋼繊維(コンク リート用は径 0.62 mm, 長さ 30 mm, モルタル用は径 0.13 mm, 長さ 13 mm で、いずれも体積率1%)で補強したが、圧縮強度は鋼繊維 が無い場合と同程度である.表中では,それらに(F)を付記している.

以降では、コンクリートの圧縮強度と鋼材の降伏強度を反映した 静的増分解析について説明する.解析では、剛床を仮定し、柱と梁 は両端に回転バネを有する梁要素で,壁は各階の床上面 (圧着面) に回転バネを有する梁要素でモデル化した. 柱梁接合部は, 柱フェ イスまでの弾性せん断パネル要素でモデル化した.梁,柱および壁 のせん断特性は弾性とした. グラウト施工した柱と PG1 梁の回転バ

Table 3 Material property

(a) Staal

 $\sigma_{\rm B} [\rm N/mm^2]$ 135.6

> 120.3 63.4

(a) (Concrete		(b) G	rout
	$\sigma_{\rm B} [{ m N/mm}^2]$			$\sigma_{ m B}$
PCa	83.2	1	Mortar	
PCa (F)	85.5	1	Mortar (F)	
Тор	40.9]	Milk cement	

	$\sigma_{\rm y} [{ m N/mm}^2]$	$\sigma_{\rm t} [{ m N/mm}^2]$
PC bar \u03c621 (Column, SBPR1080/1230)	1194	1277
D22 (Wall, SD345)	385	563
D19 (Column and beam, SD345)	389	561
D13 (Wall, SD295A)	347	501
D13 (Slab, SD295A)	372	522
D10 (Column and beam, SD295A)	361	518
D10 (Slab, SD295A)	388	513
D13 (Wall, KSS785)	937	1119
D10 (PG2, KSS785)	939	1096
	F_{y} [kN]	F_{t} [kN]
PC wire \$\$15.2 (Wall, SWPR7BL)	250	277
PC wire \$\$15.2 (Beam, SWPR7BL)	255	279
PC wire $\phi 17.8$ (Beam, SWPR19L)	356	404

429

481

ネの骨格モデルを Fig. 5 (a)に示す. 柱と PG1 梁の回転バネの骨格曲 線については、曲げひび割れ強度 M。および曲げ終局強度 Muと、対 応する回転角6, 6 で定義されるトリリニアでモデル化した.曲げ ひび割れ強度 Me, 曲げ終局強度 Muおよび初期剛性 Ke については, PC 造技術基準に示される式から求めた. 剛性低下率α, については, 同基準に示される修正菅野式より求めた.梁の上端引張時における M_nには、片側最大1mの床スラブ有効幅内におけるスラブ筋の降伏 強度を反映した. 柱の Muには, 梁の両端が Muに達したときのせん 断力を軸力変動として反映した(Mcには、この値の 1/3 を軸力変動 として反映した). 降伏後剛性は初期剛性の 0.001 倍とした.

Fig. 5 (b)に, PC 鋼材をアンボンドとした梁と壁の回転バネの骨格 モデルを示す. ここでは、実用性の観点から、ストレスブロックを 仮定する算定式^{14), 15)}を用いており, Fig. 5 (c)には,特性点となる曲 げモーメント M_{II}, M_{III}, M_{III}, M_{III}, M_{III}, 対応する回転角の定義を示す. 各曲げモーメントを決める係数αは、軸力を B, D および σB の積で 無次元化した値である.梁の Muおよび Mu について,αは有効プレ ストレスP。およびPC 鋼より線の降伏強度F、に対応する値とし、梁 の上端引張時には、片側最大1mの床スラブ有効幅内におけるスラ ブ筋の降伏強度を反映した. 6 は部材の弾性変形, 6 は部材の弾性 変形と PC 鋼より線の降伏時の端部回転角の和とした.中立軸深さは, ストレスブロック長さを 0.65¹⁶で除した値とした.1 階の壁脚の MII+ と M_{IIIt}には,長期軸力 N_Lとアンボンド鉄筋の降伏強度を加えたαを 用い, PC 鋼より線およびアンボンド鉄筋は壁の中心に位置すると仮 定した. Table 4 に代表部材の計算値一覧を示す. PG2 梁と PG3 梁に おける PC 鋼より線の降伏時回転角 6mは, PG1 梁における 6mの 5~8 倍となった.1階の壁脚において,アンボンド鉄筋とPC鋼より線の 降伏時回転角 θ_{II+}, θ_{II}は, それぞれ 0.004 rad, 0.082 rad となった. ま た,梁端がヒンジとなる曲げモーメントを比較すると,PG2 梁およ び PG3 梁の M_Iは, PG1 梁の M_uの 0.2 倍以下となった.



-Unbonded beam-	-Unbonded wall-
$M_{\rm II}, M_{\rm III} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{0.85} \right) \cdot \alpha \cdot BD^2 \cdot \sigma_{\rm B}$	$M_{\mathrm{II}}, M_{\mathrm{III}}, M_{\mathrm{II}+}, M_{\mathrm{III+}}$
$\theta_{\rm II} = \frac{M_{\rm II}}{3E_{\rm c}I_{\rm b}} \cdot a_{\rm b}$	$=\frac{1}{2}\left(1-\frac{\alpha}{0.85}\right)\cdot\alpha\cdot t_{\rm w}\cdot l_{\rm w}^{-2}\cdot\sigma_{\rm B}$ $\theta_{\rm w}=\frac{M_{\rm H}}{2}\cdot h$
$\theta_{\rm III} = \frac{\Delta \varepsilon_{\rm pc}}{0.5D - x_{\rm n}} \cdot L_{\rm pc} + \frac{M_{\rm III}}{3E_{\rm c}I_{\rm b}} \cdot a_{\rm b}$	$\theta_{\mathrm{II}+} = \frac{\varepsilon_{\mathrm{dy}}}{0.5l_{\mathrm{w}} - x_{\mathrm{n}}} \cdot L_{\mathrm{ud}} + \frac{M_{\mathrm{II}+}}{E_{\mathrm{e}}I_{\mathrm{w}}} \cdot h_{\mathrm{w}}$
Where	$\theta_{\rm III} = \frac{\Delta \varepsilon_{\rm pc}}{0.5 l_{\rm w} - x_{\rm n}} \cdot L_{\rm pc} + \frac{M_{\rm III}}{E_{\rm c} l_{\rm w}} \cdot h_{\rm w}$

B, D: Width and depth of beam, I_b : Moment of inertia of beam, h_w , t_w , l_w : Height, thickness and width of wall, I_w : Moment of inertia of wall, E_c : Young's modulus of concrete, a_b : Shear span of beam, $\Delta \varepsilon_{pc}$: Incremental strain of PC wire corresponding to difference between effective prestress and vield stress. L_{pc} : Effective length of PC wire, x_n : Depth of neutral axis, ε_{dy} , L_{ud} : Yield strain and unbonded length of unbonded steel bar

(c) Equations based on stress block assumption

Fig. 5 Schematic and definition of rotation spring element

PC D2 D1 D1 D1 D1

D1

D1

D1

PC

PC wire \$19.3 (Beam, SWPR19L)



Table 4 Estimation of moment capacity and rotation angle









静的増分解析における層せん断力と層間変形角の関係をFig.6に, 最大層間変形角が 0.02 rad に達した時点のヒンジの発生状況をFig.7 に示す.外力分布については,設計で用いた A_i分布に基づいて与え た.X方向の純フレーム構造では,1,2階の層間変形角が相対的に 大きくなる傾向が見られるが,柱に関しては1階の柱脚にのみヒン ジが生じており,2~4 階では全ての梁端にヒンジが生じている.図 には示さないが,最大層間変形角が 0.03 rad に達すると,X方向の最 上階の4ヶ所の梁端のうち,3ヶ所の梁端にヒンジが生じた.Y方向 の連層耐震壁フレーム構造では,全ての階の梁端と1階の壁脚がそ れぞれ M_{II}と M_{II+}に達してヒンジを形成した.また,最大層間変形角 が 0.01 rad および 0.02 rad 時において,層間変形角は高さ方向にほぼ 一様となった.最大層間変形角 0.02 rad 時の1階層せん断力係数は, X方向で 0.70,Y方向で 0.72 となった.Y方向の最大層間変形角 0.02 rad 時において,層せん断力に対する壁のせん断力分担率は,1階と 2階でそれぞれ 0.48,0.74 となった.

3. 実験概要

3.1 振動台上の試験体と計測内容

本実験では、本試験体とほぼ同形状で同重量の鉄筋コンクリート 造建物の試験体を用意し、同様の観点から耐震性能を検証した.実 験では、Fig.8に示すように両試験体を振動台上に並べて設置し、同



時に加振した.いずれの試験体についても、PC 鋼棒を用いて基礎を 振動台に圧着,固定した.両試験体の基礎の配置状況を Fig. 9 に示 す.実験前のホワイトノイズ加振で得られた本試験体の1 次固有周 期は,X方向において 0.45 秒,Y方向において 0.29 秒であった.

計測に関しては、全体で計 679 ch の計測点を計画した.加速度に ついては、振動台上、基礎上および各階の床上において計測した. 層間変位については、床上に固定した鋼製フレームと、上階の床下 に固定した鋼製治具の相対変位を計測した.骨組内の部材変形につ いては、柱脚と梁端の回転角および壁脚の回転角とすべり変形等を 計測した.データのサンプリング周波数は 200 Hz とした.その他、 柱脚,梁端,柱梁接合部,壁脚等の損傷状況をビデオ収録した.

3.2 入力波と加振計画

入力波には、1995年の兵庫県南部地震で記録された気象庁神戸海 洋気象台観測波(以降,JMA-Kobe波)およびJR鷹取駅記録波(以 降,JR-Takatori波)を用いた.いずれも水平2方向と鉛直方向の3 方向同時加振とした.試験体の損傷を徐々にに大きくすることを意 図し、JMA-Kobe波の振幅倍率を原波に対して、10%、25%、50%、 100%と段階的に上げていった.その後、大変形を繰り返し受ける状 況を確認する目的で、JR-Takatori波の振幅倍率を40%、60%とする 加振を行った. Fig. 10には、振動台上で記録されたJMA-Kobe波の 100%加振およびJR-Takatori波の60%加振における加速度波形を示

No	Input wave	Maximum acceleration [m/s ²]				
190.	mput wave	X-direction	Y-direction	Z-direction		
1	JMA-Kobe-10%	0.69	0.98	0.35		
2	JMA-Kobe-25%	1.66	2.69	0.96		
3	JMA-Kobe-50%	3.49	4.66	1.98		
4	JMA-Kobe-100%	7.88	10.67	4.15		
5	JR-Takatori-40%	3.05	3.34	1.15		
6	IP Takatari 60%	4.54	5 46	1.60		

Table 5 Maximum acceleration recorded on shaking table



Fig. 11 Acceleration response spectra of input waves

す.各加振における最大加速度を Table 5 に示す.JMA-Kobe 波については、最大加速度の大きい NS 成分を Y 方向に入力した.試験体の基礎において記録された加速度波形から求めた加速度応答スペクトルを Fig. 11 に示す.Fig. 11 には、JMA-Kobe 波の 100 %加振および JR-Takatori 波の 60 %加振の目標波も合わせて示す.0.3~0.5 秒の周期帯において、実験結果は目標波を 15~30 %下回ったが、これはスペクトルのピーク付近において入力損失が生じたものと考えられる.それより長い周期域において実験結果は目標波とほぼ一致した.

4. 実験結果

4.1 最大層間変形角

Table 6 に各加振において記録された最大層間変形角(平面中心軸 である 3a 通りと B 通りの値)および各加振後のホワイトノイズ加振 から得られた 1 次固有周期を示す. Fig. 12 に各階の最大層間変形角 の分布を示す. JMA-Kobe 波の 50 % 加振において,最大層間変形角 は X 方向で 0.004 rad, Y 方向で 0.006 rad であった.一方,JMA-Kobe 波の 100 %加振において,最大層間変形角は X 方向で 0.039 rad に達 したのに対し,Y 方向では 0.017 rad に留まった.X 方向では,1,2 階の値が相対的に大きくなる 1,2 階の層降伏機構,Y 方向では,各 階の値が一様となる全体降伏機構の傾向を示した.JR-Takatori 波の 60 %加振では,X 方向において下層部の層間変形がさらに増大し, 最大層間変形角は 0.058 rad となり,Y 方向では高さ方向の分布形状 に変化はなく,最大層間変形角は 0.016 rad となった.実験後の 1 次 固有周期は,JMA-Kobe 波の 25 %加振後において X 方向で 0.45 秒, Y 方向で 0.31 秒であったが,JMA-Kobe 波の 100 %加振後に X 方向 で 0.69 秒,Y 方向で 0.52 秒となった.

4.2 各構面の応答変形

基礎と4階床の相対水平変位を4階床高さで除した値を全体変形 角とし, JMA-Kobe 波の100%加振時における各構面の全体変形角に ついて時刻歴波形をFig. 13に示す.X方向では,3通りと4通りの 全体変形角がほぼ一致している.一方,Y方向では,時刻19~21秒

Table 6 Maximum story drift and first mode period	Table 6	Maximum	story	drift	and	first	mode	perio)(
---	---------	---------	-------	-------	-----	-------	------	-------	----

internet e maintain story and instande period							
Maximum story drift angle First mode							
No.	Input wave	[rad]		(after test) [sec]			
		X-direction	Y-direction	X-direction	Y-direction		
1	JMA-Kobe-10%	-	-	0.45	0.29		
2	JMA-Kobe-25%	0.002	0.002 0.45		0.31		
3	JMA-Kobe-50%	0.004	0.006 0.44		0.37		
4	JMA-Kobe-100%	0.039	0.017	0.69	0.52		
5	JR-Takatori-40%	0.014	0.009 0.68		0.51		
6	JR-Takatori-60%	0.058	0.016 0.84		0.55		
$\int_{1}^{6} \int_{0}^{2} \int_{0}^{0} \int_{0$							
$\begin{array}{c} 1 \\ 1 \\ 2 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0$							
	Time [s]		Time [s]				
	(a) X-direction	on	(b) Y-directi	on		
	Fig. 13 Globa	l drift of eac	h frame in JN	MA-Kobe-1	00%		

にかけて、C 通りの全体変形角が約 0.02 rad となるのに対して、A 通 りの全体変形角は約 0.01 rad となっている. A 通りの 1, 2 階におけ る壁のコンクリートと目地モルタルは鋼繊維で補強されており、C 通りの壁と剛性劣化性状が異なったことが、捩れ応答につながった と考えられる. 以降では、骨組内の変形分布を考察するが、Y 方向 については、全体変形角が約 0.02 rad となった C 通りの構面を分析 対象とする. なお、Y 方向における B 通りの内構面では、JMA-Kobe 波の 100 %加振後の観察において、梁端回転によって生じた梁端下 部におけるかぶりコンクリートの剥離が確認されている.

4.3 骨組内の変形分布

(1) 純フレーム構造(X方向)

Fig. 14 に JMA-Kobe 波の 100 %加振後における骨組の損傷状況を 示す.1階の柱脚では四周のコンクリートが圧壊し,梁端では下部の コンクリートが圧壊した.いずれも圧壊は,せいの 0.5 倍以下の領域 に集中した.ここでは,部材端回転角を用いて骨組の変形性状を考 察する¹⁷⁾.Fig. 15 に計測方法を示す.JMA-Kobe 波の 50 %加振と 100 %加振における,1階の柱脚回転角と層間変形角の時刻歴波形を Fig. 16 に示す.層間変形角が 0.004 rad 以下と骨組が弾性に留まる JMA-Kobe 波の 50 %加振において,1階の柱脚回転角は層間変形角 とほぼ一致している.JMA-Kobe 波の 100 %加振においては,1階の 柱脚回転角が層間変形角を上回って 0.04 rad を超えている.その損傷 状況を参照すれば,柱脚のコンクリートが圧壊したことで,変形が 柱脚に集中したと解釈できる.Fig. 17 には,最大梁端回転角と最大 層間変形角の分布を示す.ここでは,層間変形角と梁端回転角と最大 層間変形角の分布を示す.ここでは,層間変形角と梁端回転角の差 を柱頭回転角と仮定する.JMA-Kobe 波の 50 %加振時において,2 階床位置の梁端回転角と1階の層間変形角が近い傾向は,1階の柱頭



Fig. 14 Damage of X-direction frame after JMA-Kobe-100%



Fig. 15 Schematic of measurement and deformation in X-direction



回転角が2階床位置の梁端回転角よりも小さいことを意味しており, 柱の反曲点高さが中央より上に位置したことを示唆している.

JMA-Kobe 波の 100 %加振時において,2階床位置の梁端回転角は 1階の層間変形角とほぼ一致した.一方,3階床位置の梁端回転角は, 2階の層間変形角の約 0.5 倍となり,先の仮定に基づけば,その差で ある 0.015 rad を上回る回転角が2階の柱頭に生じたことになる.2.2 節の計算による柱の降伏時回転角んは,約 0.01 rad であり,その値を 超える回転角を受けた2階の柱頭には、塑性回転が生じたことにな る.同様に,4階床位置の梁端回転角と3階の層間変形角の差から3 階の柱頭の回転角を考えると,その値は降伏時回転角である約 0.01 rad を下回る.こうした骨組の変形分布は,純フレーム構造が1, 2階の層降伏機構に至った状況を示している.

(2) 連層耐震壁フレーム構造(Y方向)

Fig. 18 に、JMA-Kobe 波の 100 %加振後の1階における損傷状況を 示す.1階の壁脚では端部のかぶりコンクリートが剥離し、G2 梁で は梁端下部のかぶりコンクリートが剥離した.Fig. 19 には、各階の 壁脚と PG2 梁の計測方法を示す.1階の壁脚の回転角とすべり変形 の時刻歴波形を Fig. 20 に示す.それぞれ、層間変形角、層間変形と



Fig. 18 Damage of Y-direction frame after JMA-Kobe-100%



Fig. 19 Schematic of measurement and deformation in Y-direction



ともに示しているが、壁脚の回転角は層間変形角とほぼ一致するの に対し、すべり変形は層間変形に比べて非常に小さな値となってい る.各階の最大壁脚回転および最大すべり変形が最大層間変形に占 める比率を Fig. 21 に示す.ビデオによる観察では、JMA-Kobe 波の 25 %加振時において1階の壁脚に曲げによる離間が生じたことが確 認された.このとき、1階における壁脚回転角の比率は約0.5 となっ ている.JMA-Kobe 波の50 %加振以降において、その値は0.7 を超 えるが、上層階における値は0.2以下に留まっている.また、すべり 変形の比率は、全ての階で0.02以下となっている.Fig. 22 (a)には、 PG2 梁の梁端回転角と層間変形角の時刻歴波形を示す.ここで示す PG2 梁の梁端回転角は、正側において壁の浮き上がりの影響を受け ており、層間変形角の約2倍に達している.そこで、壁脚の中立軸 位置を圧縮縁から400 mm (2.2節の計算条件において約0.02 rad の 壁脚回転角時の位置)に設定し、壁とPG2 梁の境界の上下変位を求 め,層間変形角を梁端回転角に置換すると,Fig.22 (b)に示すように, 置換した結果と梁端において計測された回転角はほぼ一致する.以 上は,PC 造連層耐震壁において,各階壁脚のすべり変形が摩擦抵抗 によって抑制されたこと,また,1階の壁脚を起点とする安定したロ ッキング機構が実現されたことを示している.

4.4 層せん断力と基礎の転倒モーメント

JMA-Kobe 波の 50 %加振と 100 %加振における,1 階層せん断力と 全体変形角の関係および1 階層せん断力の時刻歴波形を Fig. 23 に示 す.1 階層せん断力は,各階床の平面重心位置の応答加速度と各階質 量から求まる慣性力を累加して算出した.図中には,主なピークに 対して記号を付記した.JMA-Kobe 波の 50 %加振では,X 方向,Y 方向とも弾性的な応答性状を示し,1 階層せん断力の時刻歴波形の周 期は,ほぼ一定となっている.一方,JMA-Kobe 波の 100 %加振では, 顕著な弾塑性履歴を示す.X 方向において,ピーク B-C のサイクル で全体変形角が 0.03 rad に達する履歴ループを描き,剛性が劣化して いる.Y 方向においても,ピーク A-B のサイクルで最大強度に達し た後に,徐々に剛性が劣化している.1 階層せん断力の時刻歴波形の 周期は,X 方向,Y 方向とも,剛性の劣化が生じるピーク B 付近か ら若干伸びるが,その後はほぼ一定となっている.

Fig. 24 には、最大層せん断力係数の分布と、1 階の最大層せん断 力時における層せん断力係数の分布を示す.ここでは、各階の値を1 階の値で除して求めた層せん断力係数比で示しており、各階の最大



Fig. 23 Hysteretic behavior of base shear force versus global drift relationship and time history of base shear force

層せん断力係数の分布を実線で,1階の最大層せん断力時におけるせ ん断力係数の分布を破線で示している.また,A;分布を太実線で示 す. X 方向, Y 方向とも, 最大層せん断力係数比は上の階ほど大き くなり, A:分布と同様の傾向となっている。一方, 1 階の最大層せん 断力時における層せん断力係数比は、特に、X 方向で高さ方向に一 様な矩形分布に近くなっており、層せん断力係数の分布形状は地震 応答下において変動している.この原因としては、高次モード¹⁸⁾お よび下層骨組の剛性劣化等が考えられるが、それらの検証内容は次 報で報告することとし、ここでは、外力分布による影響が小さい基 礎の転倒モーメント¹⁹⁾を用いて,静的増分解析結果と実験結果を比 較する.基礎の転倒モーメントと全体変形角の関係を Fig. 25 に示す. 図には、JMA-Kobe 波の 50 %加振, 100 %加振および JR-Takatori 波 の 60%加振の実験結果を合わせて示している. X 方向において, 解 析結果は、全体変形角 0.02 rad 時まで実験結果の骨格曲線とほぼ一致 した. Y 方向の実験結果は、B 通りの全体変形角を用いて示してい る. Y 方向において,解析結果は,全体変形角 0.002 rad 以上におい て実験結果の骨格曲線を下回る傾向となり、全体変形角約 0.01 rad 時に実験における最大値が解析値を 1.3 倍上回るという関係になっ た. なお、Y 方向に対して、実験と同程度の捩れを考慮した静的増 分解析を行った場合, B 通りの全体変形角 0.01 rad 時において, 捩れ に起因する基礎の転倒モーメントの低下は1%程度であった.

4.5 純フレーム構造の破壊性状と降伏機構に関する考察

本節では、純フレーム構造の実験結果に焦点を当てる.まず、コ ンクリートの圧縮強度と鋼材の降伏強度を反映した各種評価を考察 する.そして、降伏機構に影響を及ぼす条件を解析により分析する. (1) 部材性能評価と実験における損傷状況

前述のとおり,解析値は実験値と良く対応しているため,柱梁接 合部の最大せん断力については,梁端が静的増分解析で用いた *M*_u に達したときの値を採用し,この値に対する PC 造技術基準に基づい て求めた接合部せん断強度の比を柱梁接合部のせん断余裕度と定義



19. 25 Comparison of test result and pushover analysis based or overturning moment versus global drift relationship

する. その評価値を Fig. 26 に示すが, 2 階と3 階の床位置において, 上端引張となる外柱のト形接合部のせん断余裕度は1.2,内柱の十字 形接合部のせん断余裕度は1.0となった.実験では、いずれの柱梁接 合部にもせん断破壊は生じず, 柱梁接合部の設計規定が, ある安全 率を持っていることが示された.同様に,PC 造技術基準に基づいて, 柱および梁の限界部材角を求める. Fig. 27 (a)に、せん断余裕度の評 価式から得られたせん断破壊に対する柱と梁の限界部材角(ここで は0.04 rad を上限)を示す、それぞれの負担せん断力には、2.2 節の 静的増分解析における最大層間変形角 0.02 rad 時の値を用いた.また, 梁のせん断力には長期荷重を反映した.限界部材角は,1階の柱脚で 0.022 および 0.020 rad, 2, 3 階の上端引張となる梁端で 0.029 rad と なった. Fig. 27 (b)には、鋼材係数および横補強量を考慮する曲げ圧 縮靭性の式から求めた曲げ圧縮破壊に対する限界部材角を示す.限 界部材角は、1階の柱脚で 0.023 および 0.022 rad, 2,3 階の上端引張 となる梁端において 0.023 rad となった. 実験では 2 階の梁端と 1 階 の柱脚に, 上記の評価値を超える回転角が生じており, その結果, いずれの個所にも曲げ圧縮破壊が生じた.本実験においては、せん 断ひび割れの拡幅等, せん断破壊を示唆する破壊性状は見られず, せん断余裕度による評価が相対的に大きな安全率を与えたといえる. ここで、類似の PC 造柱を対象とした部材実験の結果²⁰⁾を参照すれ ば、曲げ圧縮破壊を被った柱脚における回転角 0.04 rad 時の耐力は、 最大耐力の 0.6 倍程度まで低下していたと推定される.

(2) 静的増分解析によるケーススタディ

柱梁強度比を Fig. 28 に示す.ここでは、柱と梁に逆対称曲げモー メントを仮定して柱と梁のフェイス位置での曲げ終局強度 M_a を柱 梁接合部の中心位置に外挿し,梁の曲げモーメントに対する柱の曲 げモーメントの比を求めた. 2~4 階における柱梁強度比は、内柱で 1.3、外柱で 2.3 以上となっている. このような条件において、2.2 節における静的増分解析では1階の柱脚および2~4階の梁端にヒン ジが生じる状況が示されたが、実験では JMA-Kobe 波の 100 %加振 において1,2階の層降伏機構が確認された.そこで、実験で確認さ れた地震応答性状および破壊性状を考慮した静的増分解析によるケ ーススタディを実施し、純フレーム構造の降伏機構に影響を及ぼす 条件を検討する.ここでは、外力分布を設計時と同じ A:分布とする 2.2節の条件を Case I とし、これに加え、層せん断力係数比が矩形分 布に近づいたことを考慮し外力分布を矩形分布とする Case II,およ び1階の柱脚破壊を考慮し柱脚の曲げ強度を 0.6 倍とする Case III を 設定した. 解析条件を Table 7 に示す. 解析結果について,実験で生 じた最大層間変形角 0.04 rad 時における,モーメント分布とヒンジの 発生状況を Fig. 29 に示す. また, 最大層間変形角 0.04 rad 時までの 各階の層せん断力と層間変形角の関係を Fig. 30 に示す. Case I を見 ると、1階の柱の反曲点位置が中央より高く、2階の柱の反曲点位置 が中央より低くなっている.このため最大層間変形角 0.04 rad 時に内 柱の2階柱頭にヒンジが生じたが,上層部分もメカニズムに達し,3, 4 階の層間変形角は 0.02 rad 以上となっている. これに対し,外力分 布を矩形とした Case II では、1 階の層せん断力が約 20 %、2 階の層 せん断力が約10%増大することで、片方の外柱の2階柱頭にもヒン ジが生じた. Case III では、さらに柱脚の強度低下を考慮することで、 1階と2階の柱の反曲点が下がり、2階のすべての柱頭にヒンジが生 じた、その結果、層せん断力と層間変形角の関係では、Case III にお



いて下層の層間変形角が相対的に大きくなる層降伏機構の傾向が最 も顕著に現れている. すなわち,実験で確認された外力分布の変化 および部材の破壊状況が,純フレーム構造における層降伏機構の形 成と変形増大を誘発する状況が示された. 最後に, Fig. 31 において 基礎の転倒モーメントと全体変形角の関係を確認する. 図において, Case II における基礎の転倒モーメント(ヒンジの発生状況の違いに より Case I の値を若干下回る傾向にある)は,全体変形角 0.02rad ま で実験結果とほぼ一致し, Case III の解析結果は,全体変形角が 0.02rad を超える変形領域で実験結果と対応している.

5. まとめ

本研究では、E-ディフェンスを用いて、4 階建て PC 造建物に関 する大型振動台実験を実施した.試験体の構造形式ついては、X 方 向を純フレーム構造、Y 方向を連層耐震壁フレーム構造とした.純 フレーム構造ついては、現行の規定を満たすように設計し、連層耐 震壁フレーム構造については、関連する技術資料を参照して設計し た.実験では、JMA-Kobe 波の振幅倍率を段階的に 100 %まで上げる 加振を行い、その後、JR-Takatori 波を用いた加振を加えた.本論で 得られた知見は、以下に示すとおりである.

(1) 純フレーム構造

X 方向の純フレーム構造では、1,2 階の層間変形が増大する層降 伏機構に至り,JMA-Kobe 波の 100%加振において,最大層間変形角 が 0.039 rad に達した.外力分布の影響が小さい基礎の転倒モーメン トと全体変形角の関係において,実験における骨格曲線と PC 造技術 基準に示される曲げ強度式等を反映した静的増分解析の結果は,全 体変形角 0.02 rad まで同等であった.実験で観察された応答性状と破 壊性状を反映した静的増分解析よれば,外力分布が矩形分布に近づ いたこと,および柱脚破壊によって骨組の応力状態が変化したこと が,純フレーム構造における層降伏機構の形成および当該層の変形 増大を誘発したと考えられる.

(2) 連層耐震壁フレーム構造

Y 方向の PC 造連層耐震壁では、プレストレスから得られる大きな 摩擦抵抗によって壁脚のすべり変形が抑制され、横拘束された1 階 壁脚を起点とする安定したロッキング機構が実現された.これによ り、骨組は全体降伏機構を維持し、JMA-Kobe 波の100%加振におい て、最大層間変形角は0.017 rad に留まった.連層耐震壁フレーム構 造については、アンボンド PC 部材である壁と梁の曲げ特性を、スト レスブロックに基づく力学モデルから定義した.それを反映した静 的増分解析結果と実験結果を、基礎の転倒モーメントにおいて比較 すると、全体変形角約0.01 rad 時において、実験値が計算値を1.3 倍 上回るという関係にあった.

今後は、骨組の破壊性状とモード形状の関係を分析することから、 降伏機構に関わる条件を詳細に検討する. PC 造連層耐震壁について は、アンボンド鉄筋、コンファインドコンクリート等の構成要素の 挙動に関する考察を踏まえ、履歴性状を適切に表現する数値解析モ デルを構築する. 床スラブの各種影響については、さらに検討が必 要である.こうした内容を地震応答解析に反映し、地震応答の再現 に取り組む. 捩れ応答の原因、地震動の 3 方向入力の影響について は、地震応答解析による考察も踏まえて調査する予定である.

謝辞

本研究を進めるにあたり、カリフォルニア大学バークレー校 Jack Moehle 教授、カリフォルニア大学ロサンジェルス校 John Wallace 教 授、リーハイ大学 Richard Sause 教授、テキサス大学オースティン校 Wassim Ghannoum 助教授にご協力いただきました. 試験体の準備、 製作において、株式会社ピー・エス三菱の関係各位にご協力いただ きました. 高周波熱錬株式会社には PC 鋼棒をご提供いただきました. ここに記して感謝の意を表します.

参考文献

- 1) プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 日本建築学会, 1998
- 2) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), 日本建築学会, 1990
- 3) 2009 年版 プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例, 国土交通省国土技術政策総合研究所,独立行政法人建築研究所,同編集委員 会,財団法人建築センター
- M. J. N. Priestley, "Overview of PRESSS Research Program," PCI Journal, 36(4), pp. 50-57, 1991
- 5) プレキャストコンクリートラーメン構造に関する研究報告書,建設省建築研究所,社団法人建築業協会,社団法人プレハブ建築協会,財団法人日本建築センター,1992
- 6) M. J. N. Priestley, "The PRESSS program current status and proposed plans for phase III," PCI Journal, 41(2), pp. 22-40, 1996
- 7) 中野清司,田邉恵三,松崎育弘,和田章,坂田弘安,久保山寛之,杉山智 昭,池澤誠: PC 圧着関節工法による損失制御架構の力学的性状に関する実 験研究,日本建築学会構造系論文集,第 576 号, pp.125-132, 2004.2
- 8) 菅田昌宏, 中塚佶:アンボンド PC 圧着工法によるエネルギー吸収型高復元 性部材の荷重一変形関係に関する実験的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 584 号, pp.153-159, 2004.10
- 9) 塩原等,千葉脩:構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築に関する研究 その1:全体研究計画,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-2, pp651-652, 2008
- 10) 谷昌典,西山峰広:プレキャストプレストレストコンクリート圧着柱の曲 げせん断性状と変形性能,日本建築学会構造系論文集,第623号,pp.103-110, 2008.1
- ACI, "Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Shear Wall Satisfying ACI ITG-5.1 (ACI ITG-5.2-09) and Commentary"
- 12) Felipe J. Perez, Rechard Sause, Stephen Pessiki, "Analytical and Experimental Lateral Load Behavior of Unbonded Posttensioned Precast Concrete Walls," J. Struct. Eng., 1531-1540, 2007
- 13) Masayoshi Nakashima, Roberto T. Leon: An Outline and Benefit of Research Collaboration between NEES and E-Defense, 14th World Conference on Earthquake Engineering, China, Oct. 2008
- 14) 杉本訓祥,西山峰広,永井覚,高津比呂人:構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築に関する研究 その8アンボンドプレストレストコンクリート部材の復元力特性,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-2, pp665-666, 2008
- 15)前川利雄,福山洋,飛田喜則,平田延明:構造安全性と生産合理性の融合 を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築に関する研究 その9モデ ル建物の試設計,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-2,pp667-668,2008
- 16)鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説,日本建築学 会,1999
- 17) 丸田誠,浜田公也:プレキャスト・プレストレストコンクリート3層骨組の振動台実験,日本建築学会構造系論文集,第648号, pp.405-413, 2010.2
- 18) 壁谷澤寿海,緒方恭子:鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計法(その1)~(その5),日本建築学会関東支部研究報告集,pp.161-172,1984.7
- 19) 壁谷澤寿海,小谷俊介,青山博之:耐震壁を有する鉄筋コンクリート構造物の非線形地震応答解析,第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp.213-216,1983
- 20) 西山峰広,谷昌典:プレストレストコンクリート圧着柱の曲げ耐力評価, 日本建築学会構造系論文集,第601号, pp.159-165, 2006.3

(2011年4月9日原稿受理, 2011年10月7日採用決定)