火山礫を用いたプレキャスト鉄筋コンクリート造 プレファブ住宅の耐震性評価

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF PRECAST REINFORCED CONCRETE MODULAR HOUSING UNITS USING MT. PINATUBO EJECTA

稲葉隆一*, 北嶋圭二**, 中西三和***, 安達 洋***, 青山博之****

*Ryuichi INABA, Keiji KITAJIMA, Mitsukazu NAKANISHI,
Hiromi ADACHI and Hiroyuki AOYAMA*

This study aimed to develop prefabrication techniques for building reinforced concrete structures using Mt. Pinatubo ejecta as concrete aggregates and propose houses that are strong against earthquakes. This paper first gives an overview of the structure and a test design of prefabricated houses. Then, an investigation of their seismic performances is described, which involved static loading tests of full-scale frame models of the structures. A model for elasto-plastic analysis that could reproduce the behaviors of the frames was also constructed and used to calculate their responses and limit strengths, with which the seismic performances were checked.

Keywords : *Precast reinforced concrete, Light-weight concrete, Mt. Pinatubo Ejecta, Full-scale test, Elasto-plastic analysis,
Calculation of Response and Limit Strength, Seismic performance evaluation*

プレキャスト鉄筋コンクリート, 軽量コンクリート, ピナツボ火山礫, 実大実験, 静的弾塑性解析, 限界耐力計算, 耐震性能評価

1. はじめに

1991年6月, フィリピン・マニラ市から北西約200kmに位置するピナツボ火山が大噴火を起こした。この大爆発は13回にわたり, その過程で噴出された火山礫の総量はおよそ110億m³に達し, 試算によればマニラ圏(メトロマニラ)の全域を厚さ18mで覆い尽くす莫大な量に相当するといわれている。現在でさえも, 大量の噴出物が堆積しており, この堆積物が河川の増水に伴って土石流として移動し, 堆積層が増大している地区も見られる。一方, フィリピンにおける一般市民の住宅は簡易な木質系材料を用いたものが多く, これまでにも大型台風や地震, 火災等による度重なる被害を経験している。また, 近年他のアジア地域においては, 地震による被害が多発していることから, 災害に強い住宅建設の普及が望まれている現状である。このことを背景として, 筆者らはピナツボ火山礫をコンクリート用軽量骨材として利用し, 不燃防災型である鉄筋コンクリート造プレファブ建築物(主として住宅)をフィリピンにおいて建設しようとする研究・開発を行ってきた。火山礫を骨材に利用した軽量コンクリートに関する研究は, 主として調査設計, 圧縮強度特性等の材料実験を対象とした研究など^{1)~3)}が報告されているが, 実際の建築物への適用を提案し, 材料実験, 建築計画, 構造計画などを一貫して行っている研究例は少ない。

筆者らのこれまでの研究では, まず第1ステップとしてピナツボ火山礫がコンクリートの骨材として使用可能であるかについて材料

試験を行い, 構造用軽量コンクリートの骨材として利用可能であることを確認した^{4),5)}。次のステップでは, この軽量コンクリートを用いた小型のプレキャスト(以下PCaという)部材の組み合わせにより, 縦横3.0m, 高さ2.5mの1層1×1スパンの単位空間(本研究ではセルと称す)を構成し, このセルの組み合わせにより多様なプランに適用できるプレファブ住宅の構法を提案した^{6),7)}。また, 提案したセルを構成する柱, 梁, 床スラブの各パーツ単体の構造性能を確認するための実験を行い, 部材単体の構造特性を確認した⁸⁾。

本論文では, まず文献7)で提案した構法による実大1セルを試験体とした水平加力実験を行い, セルの耐震性能について実験的に確認する。また, 実大水平加力実験の結果を追跡できる静的弾塑性解析モデルを構築し, この解析モデルを用いて限界耐力計算によるセルの耐震性能について解析的に検証する。

2. 構法及び試設計概要

2.1 構法概要

提案するプレファブ構法は, 比較的軽量の部材を使用し, 家族等による数人の労力で組み立てることができる施工方式(セルフビルド方式と称する)を目指している。以下に主な開発コンセプトを示す。

- ・不燃防災型住宅を実現するため鉄筋コンクリート造を採用する。
- ・ピナツボ火山礫を細・粗骨材に用い, 資源の積極的な有効利用を図る。

注) 本論文は参考文献9)に, 新たな検討を加えまとめ直したものである。

* 日本 ERI (株) 工修

** 青木あすなろ建設機技術研究所 副所長・工博

*** 日本大学理工学部海洋建築工学科 教授・工博

**** 青山研究室 東京大学 名誉教授・工博

Japan ERI Co., Ltd., M. Eng.

Assoc. Director, Institute of Technology, Asunaro Aoki Construction Co., Ltd., Dr. Eng.

Prof., Dept. of Oceanic Architecture and Engineering, College of Science and Technology,

Nihon Univ., Dr. Eng.

Prof. Emeritus, Univ. of Tokyo, Aoyama Lab., Dr. Eng.

- ・1層 1×1 スパンの単純な単位空間（セル）の組み合わせによる自由度の高い建築計画を創出する。セルの組み合わせによる使用例と空間構成を図1に示す。
- ・主要構造部材は2階建て住宅が可能なものとし、各プレファブ部材を小型化、軽量化して部材種類も最小限にする。
- ・ローコストを実現するために、現場施工の簡易化・脱大型機械化により、数人で組み立て可能なセルフビルド方式を採用する。
- ・日本と同様の地震国であるフィリピンやその他周辺諸国での利用を想定し、基準の厳しい日本の耐震規定に準拠する。

図1 セルの組み合わせによる使用例と空間構成

図2 主要構造部材

このような開発コンセプトのもと、部材種類を極力少なくするために、3種類の部材でセルを組み立てる方式とした。図2に柱・梁・床に使用する主要構造部材を、図3に1セルの構成図を示す。2階建ては、2つのセルを単純に2層に重ねることで構成する。

主要構造部材は、リブ付き薄肉パネルのプレファブ部材で構成することとし、部材B(梁部材)を基本パネルとする。部材Aは、部材Bを中央で90度に折り曲げたもので柱部材として使用する。部材Cは、部材Bの幅を半分にし、長さを3倍にしたもので床部材として用いる。部材Cは1枚が1kNを越す重量になるため、セルフビルド方式を目指す本構法では、部材を中央で2つのピースに分け主筋の重ね継手によるウェットジョイント方式も可能としている。各部材は、ボルト接合により一体化する。床スラブとなる部材Cについては、ボルト接合に加えてモルタル充填によるシヤーコッターにより一体化させる。ピナツボ火山礫を骨材に用いた軽量コンクリート(単位容積質量 2.0t/m³以下)を使用することによって、部材A及び部材Bの重量を600N程度に抑え、2~3人で十分取り扱いが可能となるようにしている。

2.2 施工方法

図4に1セルの部材組立方法を示す。1セルの組み立ての手順は以下の通り。

- 1)基礎を現場造成し、柱部材を基礎と接合するためのアンカーボルトを埋め込んでおく。
- 2)基礎の上に、部材A(柱部材)をボルト接合しながら5段積み上げて柱を構築する。
- 3)5段目の部材Aの側面に部材B(梁部材)をボルト接合し、四周に梁を架ける。
- 4)部材A及び部材Bに部材C(床部材)をボルト接合して床スラブを敷詰める。部材C同士は水平方向にボルト接合した後、モルタル充填によるシヤーコッターにより一体化する。

2.3 試設計概要

1セルを2層に積み上げた2階建ての試設計を行った。各パネルの配筋及び接合ボルトは、日本の現行設計基準である許容応力度計算により決定した。なお、実際の2階建て住宅の場合には、試設計した2層1×1スパンのユニットを横方向へ接合ボルト等によって適切に連結していくことで居住空間を確保しようと考えているが、各ユニットが独立して外力に対して安全であれば、平面的に複数のユニットを連結しても耐震性は確保できるものと考えている。

図3 1セルの構成図

表1に試設計時の一次設計用層せん断力を、図5に応力図を示す。一次設計用層せん断力の算定には、建築基準法施行令に基づく固定荷重(仕上げモルタル厚 2cm の重量を含む)と住宅の積載荷重を考慮した。地震時の応力は、基礎固定としてD値法で算定した。試設計の結果からPCaパネルのリブ補強筋には2-D10 (SD295A)を、パネル間の接合ボルトにはM12 (中ボルト)又はD13 (SD295A)をM12仕様でネジ切りしたボルト(以下D13ボルトという)を用いる計画とした。また、パネルシェル面には計算外のひび割れ補強筋として3.2φ-@50のワイヤーマッシュを配筋した。図6に部材Bの配筋詳

図4 部材組立図

表 1 2 階建ての一次設計用層せん断力

階	Wi(kN)	Σ Wi(kN)	α_i	Ai	Ci	Qi(kN)	P(kN)	分布
2	38.15	38.15	0.43	1.17	0.23	8.95	8.95	1.04
1	49.75	87.90	1.00	1.00	0.20	17.58	8.63	1.00

(平屋建て: Wi=38.15kN C₀=0.2 Qi=7.63kN)

表 2 部材の許容耐力

部位	許容曲げモーメントMa (kN・m)		許容せん断力Qa (kN)
	パネル	接合部(D13)	
梁	17.51	13.60	15.69
2階柱(圧縮/引張)	20.15/19.11	15.91/15.00	15.69
1階柱(圧縮/引張)	24.00/21.08	19.28/16.72	15.69

Ma=at・ft・j (梁)

Ma=at・ft・j+0.5・N・j (柱)

Qa=fs・b・j (柱・梁)

at:引張側リブ補強筋又は接合ボルトの断面積, ft:リブ補強筋又は接合ボルトの短期許容引張応力度, j:応力中心間距離(7/8・d), d:部材有効せい(リブ補強筋又は接合ボルトの芯と圧縮縁間の距離), N:作用軸力, fs:コンクリートの短期許容せん断応力度(Fc21としてfs=Fc/30・0.9・1.5), b:パネル幅(薄肉パネルのシェル厚のみで算定)

細図を, 表 2 に柱, 梁部材(パネル)及びボルト接合部の許容耐力を示す。なお, 必要保有水平耐力は, C₀=1.0, Fes=1.0, Ds=0.55(試設計では変形性能が不確定のためRC造の最大値を確保する)として算定し, 平屋建てが 21.0kN, 2 階建ての 1 階が 48.3kN, 2 階が 24.6kN である。保有水平耐力は, 接合ボルトの降伏により耐力が決定すると仮定して, 仮想仕事法により算定した。想定した降伏ヒンジ発生位置は, 平屋建ては屋上階梁端及び柱脚, 2 階建ては屋上階及び 2 階梁端と 1 階柱脚とした。算定した保有水平耐力は, 平屋建てが 50.5kN, 2 階建ての 1 階が 52.0kN, 2 階が 26.5kN である。

3. 実大 1 セルの耐震性能確認実験

3.1 実験概要

3.1.1 実験目的及び材料試験概要

前章 2.3 節で試設計を行ったセルの耐震性能を確認するため, 1 層 1×1 スパンの実大 1 セルを試験体とした正負繰返し载荷による水平加力実験を行う。本実験においては, 部材 C (床部材) の配置方向の違いによる性状も調べるため, 同一試験体に対して床部材直交方向と平行方向の 2 方向から別々に加力を行う。床スラブ部材軸に対して直角に加力する場合(東西方向加力)を EW 加力, 床スラブ部材軸に対して平行に加力する場合(南北方向加力)を NS 加力とする。なお, 本研究ではセルを構成するリブ付き薄肉パネルの製作には, ピナツボ火山礫を天然軽量骨材として計画しているが, 試験体を製作する上で大量のピナツボ火山礫を入手することが困難であった。そこで, ピナツボ火山礫と同様の性質を示し, 国内で比較的容易に入手できる榛名産火山礫を用いて試験体を製作した。ピナツボ火山礫及び榛名産火山礫をそれぞれ粗骨材に用いた同調合のコンクリートによる材料試験を行い, 構造体に影響する力学的特性について差異がないことを確認している。材料試験では圧縮強度試験により圧縮強度, ヤング係数及びポアソン比を, 割裂引張試験から引張強度を検討した。供試体コンクリートの調合は, 圧縮強度 21N/mm², 単位容積質量 2.0t/m³ を目標として, 試し練りにより調合を決定した。調合表を表 3 に, 材料試験結果を表 4 に示す。試験結果から圧縮強度, ヤング係数, ポアソン比, 割裂引張強度ともに両コンクリートで大きな差異がないことが確認できる。なお, 圧縮強度とヤング係数の関係を鉄筋コンクリート構造計算規準に示される関係式と比較

図 5 一次設計用層せん断力による応力図

図 6 部材 B の配筋詳細図

すると試験結果は若干高い値を示した。また, 引張強度に対する圧縮強度の比率は 0.08~0.09 程度であった。

3.1.2 試験体

写真 1 に 1 層 1×1 スパンの立体骨組として組み立てた試験体を示す。試験体を構成する PCa パネルの寸法及び配筋は, 前章 2.3 節の試設計で示す通り製作した。PCa パネルに用いるコンクリートは, 設計基準強度 21N/mm², 単位容積質量 2.0t/m³ 以下を目標として調合設計した。また, パネルをつなぐ接合ボルト及びアンカーボルト(以下, 両者を単に接合ボルトと称す)は D13 ボルトを使用し, アンカーボルトの基礎への定着長さは 25d(180 度フック付き)とした。接合

表 3 ピナツボ及び榛名産火山礫を用いたコンクリートの調合表

W/C [%]	単位水量 [kg/m ³]	細骨材率 [%]	質量[kg/m ³]			混和材 [kg/m ³]
			セメント	細骨材	粗骨材	
52	198	76	381	1232	210	4.95

比重) セメント 3.15, 細骨材(山砂) 2.61, 粗骨材(ピナツボ及び榛名) 1.41

表 4 ピナツボ及び榛名産火山礫を用いたコンクリート材料試験結果

使用骨材	単位容積質量 [g/cm ³]	圧縮強度 [N/mm ²]	ヤング係数 × 10 ⁴ [N/mm ²]	ポアソン比	割裂引張強度 [N/mm ²]
ピナツボ	2.02	21.87	1.79	0.12	1.83
榛名	2.01	21.13	1.73	0.13	1.86

写真 1 試験体

表5 コンクリートの材料試験結果

単位容積質量 [g/cm ³]	圧縮強度 [N/mm ²]	ヤング係数 ×10 ⁴ [N/mm ²]	割裂引張強度 [N/mm ²]
1.95	24.35	1.53	1.89

表6 リブ補強筋及び接合ボルトの材料試験結果

呼び径	材種	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	ヤング係数 ×10 ⁵ [N/mm ²]
D10(リブ補強筋)	SD295	380	518	1.70
D13(接合ボルト)	SD295	362	499	1.73

ボルトのワッシャーは、ボルトの降伏耐力に抵抗できるよう厚さ4.5mmの正方形平鋼(32×32mm)を用いた。実験で使用したPCaパネルのコンクリート材料試験結果を表5に、リブ補強筋及び接合ボルトの材料試験結果を表6に示す。なお、接合ボルトの材料試験は母材のD13の試験結果である。また、開発コンセプトとして建築の専門家によらないセルフビルド方式を目指しているため、試験体は前章2.2節の施工手順に従い組み立て、接合ボルトはトルク管理をせずに通常の手締め程度の力で締め付けた。各部材間は直接接合させるため、PCaパネルは接合面が型枠面となるように製作しているが、接合面に小さな隙間が生じた場合にはフィラープレートにより調整した。セルフビルド方式による施工状況を写真2に示す。数人の労力で比較的容易にセルの組み立てが可能であることを確認した。

3.1.3 加力方法及び計測方法

図7に加力装置の概念図を示す。本実験では、直交する2枚の反力壁に200kN串型オイルジャッキを各々1本ずつ設置し、床スラブ部材軸に対して直角に加力するEW加力と、床スラブ部材軸に対して平行に加力するNS加力の切り替えを容易に行えるようにした。EW加力を先に行い、次にNS加力を行っている。なお、ジャッキは加力で使用するジャッキのみを試験体と接合することとし、加力直交方向のジャッキは試験体から切り離している。EW・NS加力ともに正負繰り返し载荷とし、载荷位置は床スラブ部材の中央部(幅1mで2点)とした。加力点高さはスラブリブ厚の中心である。正負繰り返し载荷を行うため、H形鋼と溝形鋼を組み合わせた加力治具を試験体の両側に設置し、試験体床スラブの上下に4本のPC鋼棒を通して加力治具両端部を締め付けた。なお、床スラブ下のPC鋼棒は、部材B(梁部材)のシェル面に小径の孔を設けて通している。また、直交する側には面外方向の倒れを防ぐため、両端部にピン機構を持ち、束材の長さが調整可能な倒れ止め装置を設置して、加力中に極端な張力が働かないように長さを調整しながら加力を行った。

EW加力では、主として試験体の初期の性状を確認することを目的とし、一次設計で規定される層間変形角1/200までの加力とした。NS加力では、主として大変形時の試験体の性状を確認すること及び大変形時においても部材C(床部材)同士の連結部のシヤーコッターが有効に働くことを確認することを目的とし、層間変形角1/50まで加力を行った。加力スケジュールを図8に示す。EW加力、NS加力ともに始めの4サイクルは荷重制御、その後は基礎ースラブ間の層間変形角で制御して繰り返し载荷を行った。なお荷重制御は、前章2.3節の試設計で示した平屋建て一次設計用層せん断力で2サイクル、必要保有水平耐力で2サイクル载荷した。

計測は、水平荷重をロードセルで、基礎ースラブ間の相対水平変位、柱脚パネルのすべり量、アンカーボルトの伸び量をストローク式変位計で、柱パネル間の水平すべり量及び浮き上がり量をΩ型ゲ

写真2 セルフビルド方式による施工状況

ージで行った。また、柱頭、梁端の接合ボルト及び柱脚アンカーボルトのひずみをひずみゲージによりそれぞれ測定した。NS加力では、シヤーコッターによるスラブの一体化を確認するため、隣接する床部材間にストローク式変位計を設置し、床スラブパネル間のすべり量を測定した。

3.2 実験結果

3.2.1 EW加力の実験結果

図9に試験体南・北構面の層間変形角1/200におけるEW加力のひび割れ発生状況と圧縮側かぶりコンクリートの割裂状のひび割れ発生状況の拡大図をあわせて示す。また、図10に頂部水平荷重と基礎ースラブ間の層間変位関係を示す。図中一点鎖線は、平屋建て時の一次設計用層せん断力Qa1(7.6kN)であり、二点鎖線は2階建て時の1階部分の一次設計用層せん断力Qa2(17.6kN)である。

図7 加力装置概念図

図8 加力スケジュール

図9 EW加力ひび割れ図（層間変形角 1/200）

以下に各サイクルにおける損傷状況を述べる。Qa1 載荷時には、ひび割れによる損傷は全く見られず、層間変形角は 1/4000 程度であった。平屋建て必要保有水平耐力 Q_{un1} (21.0kN) 載荷の途中、層間変形角 1/1700 程度で Qa2 に達したが、小さなひび割れが確認できる程度の軽微な損傷状況であった。Qun1 載荷時には、柱脚縦リブ上部に圧縮力による割裂状のひび割れが発生し、同荷重での繰り返し載荷により、柱パネル接合部リブに圧縮力とせん断力による割裂状のひび割れが数箇所発生した。層間変形角は 1/1000 程度であった。層間変形角 1/400 のサイクルでは、柱及び梁パネル接合部リブにひび割れが生じた。また、柱パネルの縦リブには特徴的なひび割れとして圧縮力とせん断力による割裂状のひび割れが数箇所発生した。柱頭部及び梁にもひび割れが生じている。このサイクルの負加力時には、図 9 のひび割れ図の南(内)に示すアンカーボルト(1)が 1 本降伏ひずみに達している。したがって、この試験体の弾性限度変形は 1/400 と

図10 頂部水平荷重-層間変位関係（EW 加力）

判断した。層間変形角 1/200 のサイクルでは、柱パネルかぶり部分の割裂状のひび割れ部が進行して局部的な剥離を起こした。この剥離による損傷は荷重-変位曲線上でも確認でき、このサイクルの正負ピーク付近に瞬間的な荷重低下が生じている。しかし、変形が進むと再び耐力は上昇し、著しい耐力低下を生じさせるような損傷ではなかった。なお、このサイクルの正加力時にアンカーボルト(2)が 1 本降伏ひずみに達した。層間変形角 1/200 までの最大耐力は 47.0kN であり、2 階建て時 1 階部分の必要保有水平耐力 Q_{un2} (48.3kN) の水準に完全には到達しなかったが、ほぼ必要保有水平耐力は保有しているものと判断できたため、EW 加力は層間変形角 1/200 のサイクルで終了した。

以上の EW 加力より、1 次設計レベルの荷重 Qa2 が作用したときの層間変形角は 1/1700 程度であり、試験体はほぼ無損傷に近い状態で弾性限界の層間変形角 1/400 以下であること、また、必要保有水平耐力 Q_{un2} を発揮可能であることが確認できた。

3.2.2 NS 加力の実験結果

図 11 に NS 加力による試験体各構面の最終破壊状況を示す。また、図 12 に頂部水平荷重と基礎-スラブ間の層間変位関係を示す。図中一点鎖線は平屋建て時の必要保有水平耐力 Q_{un1} (21.0kN) であり、また二点鎖線は 2 階建て時 1 階部分の必要保有水平耐力 Q_{un2} (48.3kN) である。

以下に各サイクルにおける損傷状況を述べる。Qa1 載荷時の層間変形角は 1/1600 程度であり、初期剛性は EW 加力の 1/2～1/3 に低下していた。Qun1 載荷の途中、層間変形角 1/700 程度で Qa2 に達したが、EW 加力により生じたひび割れを伸長させる程度の軽微な損傷しか生じていなかった。なお、Qun1 載荷時の層間変形角は、1/500

図11 最終破壊状況（NS 加力）

図 12 頂部水平荷重-層間変位関係 (NS 加力)

程度であったが、大きな損傷は確認されなかった。層間変形角 1/200 のサイクルでは、EW 加力と同様に柱パネルリブの割裂状ひび割れによる部分的な表面剥離が発生した。層間変形角 1/100 の載荷途中、正加力側 1/170、負加力側 1/155 の層間変形角で Qun2 に達した。層間変形角 1/100 のサイクルでは、アンカーボルトの降伏 (降伏位置: 図 11 中(1),(2)) および柱頭・柱脚引張側リブに接合ボルトのパンチングシアによるひび割れが発生した。EW 加力と同様に荷重-変位曲線にはパネルの表面剥離による瞬間的な荷重低下が見られ、このサイクルから除荷時にはスリップ傾向が表れた。層間変形角 1/75 のサイクルでは、引張側ボルト接合部リブのパンチングシアによるひび割れがさらに進行し、正加力時に柱脚(3)(4)アンカーボルトが降伏ひずみに達し、層間変形角 1/50 のサイクルでは、柱脚(5)(6)(8)及び柱頭(7)、梁端(9)の接合ボルトが降伏した。また、層間変形角 1/50 のサイクルでは、一部の柱脚パネルのアンカーボルト接合部が接合ボルトの引張力によるパンチングシアにより破壊したが、著しい耐力低下は生じなかった。

以上の NS 加力より、試験体の破壊形式は柱脚及び梁端部の接合ボルトの降伏による曲げ破壊型と判断でき、試設計で想定した破壊形式とほぼ一致していること、最大耐力は正加力側 67.8kN、負加力側 59.4kN であり、2 階建て時の 1 階部分の必要保有水平耐力 Qun2 (48.3kN) を大きく上回る耐力性能を有していることが確認された。また、実験終了時まで、スラブパネル相互のずれは見られず、水平接合部のシーヤコッターが有効に働きスラブの一体性が確保されていることが確認できた。

3.2.3 実験結果による構造特性係数 D_s の評価

前章 2.3 節の試設計では、本構法による建物の必要保有水平耐力の算定において、構造特性係数 D_s を 0.55 と仮定した。ここでは、実験結果から式(1)を用いて D_s の妥当性を評価する。

$$D_s = Dh / \sqrt{2\mu - 1} \quad (1)$$

ここで、 $Dh = 1.5 / (1 + 10h)$ である。減衰定数 h は 5% とし、塑性率 μ は、試験体最大変位 54.8mm を実験でアンカーボルトが最初に降伏ひずみに達した時の変位 (EW 加力では 8.1mm、NS 加力では 23.9mm) で除して求めた。算定の結果、EW 加力での降伏変位を用いた塑性率は 6.77 で D_s は 0.28、NS 加力での降伏変位を用いたときの塑性率は 2.29 で D_s は 0.53 となった。小さいほうの塑性率を使って求めた $D_s (=0.53)$ でも、試設計で仮定した $D_s (=0.55)$ を下回っており、試験体は所定の変形性能を有していたことが確認された。

4. 静的弾塑性解析

前章では実大 1 セルが所定の耐震性能 (耐力と変形性能) を有し

ていることを実験的に確認した。本研究の開発コンセプトでは 2 階建てまでを適用範囲としている。そこで本章では前章の実験結果を追跡できる平屋建て解析モデルを構築し、これを 2 階建てに拡張して 2 階建て架構の耐震性能を解析的に検証する。

4.1 解析概要

4.1.1 解析方法

実大架構実験の履歴性状を再現できるモデルの開発を目的として、剛性マトリックス法を用いた変位増分法¹⁰⁾による解析プログラムを作成し、正負繰り返し解析を行った。解析モデルは平面骨組モデルとし、各節点の自由度は鉛直、水平及び回転変位の 3 自由度とした。解析は自重による軸力を後述する柱・梁接合部パネル要素の上部 4 節点に作用させ、柱・梁接合部パネル要素の上部 1 節点を水平変位の制御節点として正負繰り返しの変位増分解析を行った。なお、加力点は正側と負側で切り替えており、実験と同様に試験体を常に押す方向に力を加えている。

4.1.2 部材のモデル化

構造体の解析モデルは、コンクリートパネル部材を線材置換し、ボルト接合部は、鉛直・水平の 2 方向に変形可能なばねを設けた平面骨組モデルとした。前章の実験結果からコンクリートパネル部の損傷は軽微であり、接合ボルトの引張降伏による曲げ破壊型の架構であることを確認しているため、比較的簡易な解析モデルの構築を目的として、コンクリートパネル部材は弾性、接合ボルトのみに非線形性を持たせたモデルとした。図 13 に平屋建て解析モデルを、図 14 に各要素モデルを示す。以下に部材のモデル化について詳細を述べる。

柱及び梁のコンクリートパネルは、H 形の線材モデルとし、パネル接合面のリブを剛体、パネルのシェル部を曲げとせん断変形を考慮した弾性体としてモデル化した。柱・梁接合部のコンクリートパネルは、パネルのせん断剛性をブレース材の軸剛性に置換し、四周リブは材端ピン接合の剛部材とした。表 7 にコンクリートパネル部(弾性体)の構造諸元を示す。

接合ボルトは、軸方向ばねとせん断方向ばねを組み合わせた 2 方向ばねモデル(リンケージモデル)を採用し、軸方向ばねによりボルト接合部の剛性低下、せん断方向ばねに

図 13 平屋建て解析モデル

図 14 各要素モデル

表 7 コンクリートパネル部の構造諸元

	ヤング係数 $\times 10^4 [\text{N/mm}^2]$	せん断弾性係数 $\times 10^3 [\text{N/mm}^2]$	断面積 [mm ²]	断面2次モーメント $\times 10^8 [\text{mm}^4]$
柱	1.53	6.37	25400	6.94
梁	1.53	6.37	27200	7.67
柱・梁接合部	1.53	6.37	8297	6.94

図 15 接合ボルト要素の復元力特性

図 17 アンカーボルト接合部及び一般接合部のディテール

より柱上下パネル間の滑り性状を考慮した。軸方向ばね及びせん断方向ばねの復元力特性は、実験結果のボルト接合部の性状に基づき設定した。図 15 に解析モデルの軸方向ばね及びせん断方向ばねの復元力特性を、図 16 に NS 加力で得られた北東側柱アンカーボルトの伸び量と頂部水平荷重の関係を示す。図 16 中の(a)は正加力時に、(b)は負加力時に引張側となるアンカーボルトである。アンカーボルトの引張側の性状は概ねバイリニア型であり、変形が大きくなる領域では除荷時にスリップの性状が表れている。また、同サイクルの 2 ループ目以降では、1 ループ目の最大点を指す傾向が確認できる。この実験結果から解析モデルの軸方向ばねの復元力特性は圧縮側を弾性とし、引張側をバイリニア、除荷時にはスリップ、再載荷時には最大点を指向するモデルとした。アンカーボルト部分の実験結果から接合ボルトのモデル化を行い、アンカーボルト以外のパネル同士をつなぐ接合部についても同じモデルを適用した。図 17 にアンカーボルト接合部及びパネル接合部のディテールを示す。アンカーボルトの基礎への定着長さは 312mm(D13 に対して 25d, 180 度フック付き)である。図 17 に示すように埋め込み部の応力を三角形分布と仮定し、アンカーボルトの引張剛性に寄与するボルト長さを算定すると、埋め込み部 156mm と柱パネルのリブ厚 100mm を加算した 256mm となる。一方、パネル接合部の引張剛性に寄与するボルト長さは、上下柱パネルリブ厚の 200mm であり、アンカーボルト接合部とパネル接合部で引張剛性に寄与するボルト長さに大きな差がないことから、接合ボルトは全てパネル接合部のボルト長さ 200mm としてモデル化した。なお、軸方向ばねの引張側の降伏強度 T_y は材料試験結果の降伏応力度にネジ部の有効断面積を乗じた値とし、初期剛性 K_a はボルト軸部の材料試験結果より得られたヤング係数により算定した。図 18 に初期剛性 K_a を弾性剛性の 100%とした場合及び 40%とした場合の解析結果(頂部水平荷重-アンカーボルトの伸び量関係)について、図 16 の実験結果と比較して示した。なお、図 16(a)の実験結果は負側(圧縮側)に微小な変位を生じているが測

図 16 頂部水平荷重-アンカーボルト伸び量関係

図 18 頂部水平荷重-アンカーボルト伸び量関係

定による誤差と判断し、横軸の変位を補正して解析結果と比較した。初期剛性 K_a を弾性剛性の 100%とした解析結果は実験結果と比較して剛性が高くなっている。これに対し、弾性剛性の 40%とした解析結果は実験

結果と比較的整合しており、ナットの緩みやコンクリート部分へのめり込み等が接合部の初期剛性に影響していると考えられる。このため解析モデルの初期剛性 K_a は弾性剛性の 40%に設定した。また、引張側の降伏後の剛性は初期剛性の 1/100 倍とし、圧縮側の剛性はコンクリートパネル部で圧縮力を負担することから引張側の初期剛性 K_a の 100 倍とした。

せん断方向ばねの復元力特性は、滑り発生以前の剛性 K_0 を剛(軸方向ばねの引張側初期剛性 K_a の 100 倍)としたバイリニアモデルとした。図 19 に EW 加力での柱頭接合部位置(図 9 に示す位置)の頂部水平荷重と柱パネル間のすべり量の関係を示す。すべり発生時のせん断力 Q_y は EW 加力で最初にすべりが発生したときの水平荷重 34.5kN から柱 1 本に生じるせん断力を 8.6kN と推定し、ばね 1 本当たりの Q_y を 4.3kN に設定した。また、最大すべり量 δ_{qy} は、接合ボルトとボルト穴の開き寸法が 3mm であるため、片側 1.5mm に設定した。

図 19 頂部水平荷重-柱パネル間のすべり量関係

4.2 平屋建ての弾塑性解析結果

図20に平屋建て解析結果の層せん断力-層間変位関係をNS加力の実験結果とあわせて示す。また、図21には層間変形角1/100以降の履歴ループを、図22には各履歴ループより算定した等価粘性減衰定数 h_{eq} を実験結果と比較して示す。なお、等価粘性減衰定数は、解析・実験結果とも式(2)により算定した。

図20 平屋建て解析結果

図21 層間変形角ごとの履歴ループ

図22 層間変形角1/100以降の等価粘性減衰定数

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{W}{We} \quad (2)$$

W :各サイクルの履歴面積

We :各サイクルの最大変形にその際の耐力を乗じて2で除した数値

解析より得られた最大耐力(67.0kN:層間変形角1/50時点)は、実験結果(正加力時:67.8kN, 負加力時:59.4kN)と概ね一致していること、架構の履歴性状は除荷時のスリップ性状が表れており、概ね実験の履歴を再現していることがわかる。最初にヒンジが発生した時の層間変形角は正加力1/248, 負加力1/240であり、EW加力の実験結果(正加力1/314, 負加力1/424)と比較して若干差異があるが、正加力時のヒンジ発生位置は両柱脚と左柱頭、右梁端であり、実験結果のヒンジ発生状況と対応している。負加力時に引張側となる柱脚アンカーボルト部(図16の(b)部のアンカーボルトに相当する位置)の軸方向ばねの変位は9.0mmであり、実験結果のアンカーボルトの伸び量9.1mmと良い対応を示した。また、履歴ループの性状は比較的实验結果と良い対応を示しており、等価粘性減衰定数は実験結果と比較して若干小さめではあるが、概ね対応していることが確認できる。以上の検討より、本解析モデルにより実験結果が再現できることが確認できた。

4.3 2階建ての弾塑性解析結果

本節では解析モデルを2階建てに拡張し、2階建て架構を対象とした弾塑性解析を実施した。図23に2階建解析モデルを示す。2階建解析モデルは、平屋建解析モデルを単純に2層に重ねた平面骨組モデルである。軸力は試設計時の固定荷重及び積載荷重による軸力を1層及び2層の柱梁接合部パネル要素の上部計8節点に作用させ、2層の柱・梁接合部パネル要素の上部1節点を水平変位の制御節点として正負繰り返しの変位増分解析(頂部水平変形角制御)を行った。

図24に2階建解析モデルによる解析結果(層せん断力-層間変位関係)を示す。図中一点鎖線は、試設計時の必要保有水平耐力を示している。解析による崩壊メカニズム時の層間変形角は、1層で1/83, 2層で1/130である。図23の2階建解析モデルの図に解析結果のヒンジ発生位置を示す。正加力時のヒンジ発生位置は1層右梁端, 1層右柱脚, 1層左梁端, 1層左柱脚, 2層左柱頭, 2層右梁端の順で発生した。崩壊メカニズムに達するまでの最大耐力は1層で59.8kN, 2層で30.9kN(ベースシア係数0.68)であり、試設計時の必要保有水平耐力(1層48.3kN, 2層24.6kN:ベースシア係数0.55)を満足する結果であった。また、頂部水平変形角1/50(1階の層間変形角1/44)のときの1階アンカーボルト部の軸方向ばねの変位は8.8mmであり、平屋建ての実験結果(9.1mm)及び解析結果(9.0mm)とほぼ同程度の値であることより、2階建て架構の1階柱脚部

図23 2階建解析モデル

の塑性化の程度も平屋建て架構とほぼ同程度であると推測できる。
すなわち、2 階建て架構の変形性能は、実大 1 セルの実験で確認した層間変形角 1/50 までの変形性能は十分に有しているものと考えられる。

5. 限界耐力計算による 2 階建て架構の耐震性能評価

前章では静的弾塑性解析により実験結果を再現するモデルを構築し、2 階建て架構について所定の耐震性能を有していることを確認した。本章では前章の 2 階建て解析結果を用い、比較的簡略に応答評価ができる限界耐力計算¹¹⁾により 2 階建ての耐震性評価を行う。

5.1 限界耐力計算による限界状態の定義と計算条件

限界耐力計算を行う上で設定した損傷限界及び安全限界の定義、計算条件として設定した構造特性曲線、減衰定数及び地盤増幅係数について以下に述べる。

損傷限界は、EW 加力実験で最初にアンカーボルトの降伏が起った層間変形角 1/400 とした。安全限界は、実験で経験した最大変形である層間変形角 1/50 に設定した。

計算に用いる構造特性曲線は、解析結果から得られた荷重－変形曲線の包絡線を用いた。また、2 階建て建物の構造性能を代表する縮約 1 自由度系の構造特性曲線は、式(3)、式(4)より算出した。

$$Sa = \left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2 / \left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i \right)^2 \right) \times Q_B \tag{3}$$

$$Sd = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2 / \sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i \tag{4}$$

Sa:ベースシアの加速度換算値, Sd:代表変位, m_i :i 層の質量,
 δ_i :i 層の基礎位置からの相対変位, Q_B :ステップ毎のベースシア

建物全体の減衰定数 h は、告示第 1457 号第 9 第 2 項第三号の定めに基づき式(5)、式(6)より算定した。

$$h = \gamma(1 - 1/\sqrt{Df}) + 0.05 \tag{5}$$

$$Df = \Delta s / \Delta y \tag{6}$$

γ :構造形式に応じた減衰特性を表す係数(0.25 を採用), D_f :建築物の塑性の程度を表す数値, Δs :安全限界時の代表変位, Δy :構造特性曲線の履歴面積と等価になる置換バイリニアの折点変位

極めて稀に発生する地震動の標準加速度応答スペクトル S_0 は式(7)より算定した。なお、式(7)は安全限界検証用の標準加速度応答スペクトルであり、損傷限界はこれを 1/5 にしたもの で検証を行った。

$$S_0 = \begin{cases} 3.2 + 30T & T < 0.16 \\ 8 & 0.16 \leq T < 0.64 \\ 5.12T & 0.64 \leq T \end{cases} \tag{7}$$

T:建築物の損傷限界及び安全限界固有周期

地盤増幅係数は、フィリピンにおける実用化を目的として計画しており、対象地盤が不確定であることから第 3 種地盤として略算により算定した。

5.2 損傷限界および安全限界時の検証結果

極めて稀に発生する地震動に対する応答加速度 S_a と応答変位 S_d の関係を図 25 に示す。縮約 1 自由度系の応答推定値は 63.7mm であり、1 階層間変形角が 1/50 に達したときの縮約 1 自由度系の安全限界変位 71.6mm を下回る結果が得られた。このときの各層の層間変形角は 1 層で 1/56、2 層で 1/76 であり、極めて稀に発生する地震動に対して安全限界時層間変形角 1/50 を上回らないことが確認できた。

図 24 2 階建て増分解析結果

図 25 S_a － S_d 関係 (2 階建て)

表 8 損傷限界・安全限界の検証結果

損傷限界	保有値	全質量 M [t]	8.96
		有効質量 [t]	8.10
		損傷限界耐力 Q_d [kN]	34.6
		ベースシア係数 C_B	0.38
		層間変形角	1階 1/400 2階 1/439
安全限界	保有値	必要損傷限界耐力 Q_{dn} [kN]	16.5
		ベースシア係数 C_B	0.18
		余裕度 Q_d/Q_{dn}	2.09
		全質量 M [t]	8.96
		有効質量 [t]	8.30
安全限界	必要値	安全限界耐力 Q_s [kN]	60.7
		ベースシア係数 C_B	0.68
		層間変形角	1階 1/50 2階 1/66
		必要安全限界耐力 Q_{sn} [kN]	49.2
		ベースシア係数 C_B	0.55
安全限界	余裕度	Q_s/Q_{sn}	1.23

また、限界耐力計算による損傷限界時及び安全限界時の検証結果を表 8 に示す。表中の必要損傷限界耐力及び必要安全限界耐力の算定には、告示第 1457 号第 4 に定められる補正係数($p=0.85$, $q=1.0$)を乗じている。検証の結果、損傷限界時は損傷限界耐力(34.6kN)が必要損傷限界耐力(16.5kN)を上回り、余裕度は 2.09 であった。安全限界時は、安全限界耐力(60.7kN)が必要安全限界耐力(49.2kN)を上回り、余裕度は 1.23 であった。

なお、告示第 1457 号では、安全限界時の層間変形角は原則として 1/75 を超えないものと定められているため、告示の原則に従い安全限界を層間変形角 1/75 とした検証も行ったが、必要安全限界耐力 55.8kN に対し安全限界耐力は 59.1kN (余裕度 1.06) であり、告示の原則に従っても耐震規定を満足することを確認した。

以上の検証結果より、1 セルを 2 層に積み上げて構成する 2 階建て架構の耐震安全性が確認された。

6. まとめ

火山礫を骨材に用いた軽量コンクリートによる PCa 部材で構成した構造物について、耐震性能の確認を目的として実施した実大 1 層 1 セルの水平加力実験、実験結果を再現できる解析モデルによる静的弾塑性解析及び限界耐力計算により耐震性評価を行った結果、以下の知見を得た。

- ・実大 1 層 1 セルの水平加力実験 (EW 加力) では、平屋建てについて、一次設計レベルの層せん断力に対して層間変形角は 1/4000 程度であり、損傷は認められない。必要保有水平耐力に対して層間変形角は 1/1000 程度であり、損傷は軽微であることを確認した。また、2 階建て時 1 階部分の一次設計レベルの層せん断力に対して層間変形角は 1/1700 程度であり、ほぼ無損傷の状態であることを確認した。
- ・NS 加力では、試験体の破壊形式は柱脚及び梁端部の接合ボルトの降伏による曲げ破壊型と判断でき、試設計で想定した破壊形式とほぼ一致していることが確認できた。最大耐力は正加力側 67.8kN、負加力側 59.4kN であり、2 階建て時の 1 階部分の必要保有水平耐力 (48.3kN) を大きく上回る耐力性能を有していることが確認できた。実験終了時までスラブパネル相互のずれは見られず、水平接合部のシヤーコッターが有効に働きスラブの一体性が確保されていることが確認できた。また、構造特性係数 D_s の評価を行った結果、 D_s 値 0.53 程度の変形性能を確保できる架構であることが確認できた。
- ・静的弾塑性解析では、接合ボルト要素の復元力特性をその部分の実験結果を勘案してバイリニアに定めた簡易なモデルで、平屋建て試験体の水平加力時の応力変形状を再現した。また、解析的に 2 階建て架構の耐震性能を検討した結果、崩壊メカニズムに達するまでの最大耐力 (1 層 59.8kN, 2 層 30.9kN, ベースシア係数 0.68) は、試設計時の必要保有水平耐力(1 層 48.3kN, 2 層 24.6kN, ベースシア係数 0.55)を上回る結果を得た。

- ・限界耐力計算による 2 階建て架構の耐震性能評価では、損傷限界耐力は必要値に対して 2.09 倍、安全限界耐力は必要値に対して 1.23 倍の余裕度があることを確認した。また、安全限界時の応答推定値による各層の層間変形角は、1 層で 1/56, 2 層で 1/76 であることを確認した。

謝辞

本研究は、文部科学省学術フロンティア推進事業(日本大学理工学部)研究課題「環境防災都市における研究」の一環として実施したものである。ピナツボ火山礫の提供及びフィリピンにおける耐震基準での検討にあたり、デラサール大学(フィリピン、マニラ市) 准教授 Bernardo A. Lejano 先生にご協力頂いた。また、研究の推進に際しては、共同研究者として、材料実験では前日本大学理工学部教授清水五郎先生、前フィリピン工科大学総合訓練センター長 Pablo A. Jorillo 先生、建築計画には日本大学総合科学研究所教授坪山幸王先生の協力を得ている。関係者各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 角徹三, 堀誠治: 粗・細骨材に火山灰を使用したコンクリートの強度特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.1, pp.59-64, 1989.6
- 2) 奥地栄祐, 武若耕司, 山口明伸, 竹内一真: しらすを使用した高流動コンクリートの配合設計に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.2, pp.985-990, 2001.6
- 3) 長森正, 佐藤善太郎, 越前谷智: 火山れきを利用した軽量コンクリートに関する実験的研究(その 1 強度と質量の関係), 日本建築学会北海道支部研究報告集, pp.393-396, No.75, 2002.6
- 4) 清水五郎, 青柳岳史, 稲葉隆一, 中西三和, 坪山幸王, 安達洋: 火山礫を用いたプレキャスト鉄筋コンクリートプレファブ住宅の開発(その 1 研究の背景及び材料設計), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.177-178, 2001.9
- 5) G. Shimizu, P. A. Jorillo, H. Adachi, B. A. Lejano, R. O. Baarde and M. Nakanishi: Development of utilization technologies for Mt.Pinatubo ejecta as prime material for concrete Part1-Concrete material structure-property characterization, WASCON 2000 HARROGATE INTERNATIONAL CONFERENCE CENTRE, pp.21-35, 2000.6
- 6) 坪山幸王, 青柳岳史, 稲葉隆一, 中西三和, 安達洋, 清水五郎: 火山礫を用いたプレキャスト鉄筋コンクリートプレファブ住宅の開発(その 2 設計・計画), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.179-180, 2001.9
- 7) 安達洋, 青柳岳史, 稲葉隆一, 中西三和, 坪山幸王, 清水五郎: 火山礫を用いたプレキャスト鉄筋コンクリートプレファブ住宅の開発(その 3 構造計画), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.181-182, 2001.9
- 8) 中西三和, 青柳岳史, 稲葉隆一, 坪山幸王, 安達洋, 清水五郎: 火山礫を用いたプレキャスト鉄筋コンクリートプレファブ住宅の開発(その 4 各部材の構造実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.183-184, 2001.9
- 9) 稲葉隆一, 青柳岳史, 中西三和, 安達洋: 火山礫を用いたプレキャスト鉄筋コンクリートプレファブ住宅の開発, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1633-1638, 2002.6
- 10) 日本建築学会関東支部: 「耐震構造の設計 学びやすい構造設計」, pp.349-352, 2003.7
- 11) 国土交通省住宅局建築指導課ほか: 2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書, pp.415-447, 2007.8

(2009年7月10日原稿受理, 2009年10月21日採用決定)