

連層耐震壁を有するRC造4層建物縮小試験体の振動台実験

三浦 耕太 米澤 健次
増田 安彦 諏訪 仁

Shake-table Test of Four-story Frame-wall RC Structure

Kota Miura Kenji Yonezawa
Yasuhiko Masuda Hitoshi Suwa

Abstract

To investigate the collapse process of reinforced concrete (RC) buildings, a horizontal bi-axial shake-table test of a 1/4 scale model of a four-story RC structure with shear walls was performed. The specimen is designed to exhibit a frame-sway mechanism in both directions. In the test, the first-floor wall indicated flexural failure in the longitudinal direction, as intended, however, the first-floor wall in the transverse direction failed in shear, which does not satisfy the intended design mechanism. The safety limit and collapse mechanism of the entire frame is discussed by comparing the analytical results of frame models with the test result. Finally, post-test finite element (FE) analyses were performed, and the results indicate good agreement with the test result.

概要

RC造建物の崩壊過程を把握することを目的として、RC造4層耐震壁付建物縮小試験体の水平2方向加振振動台実験を実施した。試験体は、長辺方向(X方向)、短辺方向(Y方向)ともに、1階の壁・柱の脚部と各階の梁端に塑性ヒンジを生じる曲げ降伏型全体崩壊形の架構として設計した。実験の結果、X方向は1階の耐震壁が曲げ破壊した。Y方向は設計想定と異なり、1階の耐震壁がせん断破壊した。実験結果に基づいて架構の安全限界と破壊形式の評価を行い、フレームモデルの事前解析に基づく評価結果との比較検討を行った。更に、大規模FEMを用いて事後解析を行った結果、実験結果を精度良く再現することができた。

1. はじめに

巨大地震発生時においては、被災した建物における避難の可否を迅速に判断し、効率的な復旧計画を立てることが重要である。そのためには、建物が崩壊に至るまでの過程(使用限界/修復限界/安全限界/終局限界)を把握する必要がある。また、現在の建物の設計で一般的に用いられているフレームモデルの解析結果等に基づいて、建物の各限界状態(特に、避難の可否の判断等に用いられ、人命保護に直結する安全限界)を評価する実用的な手法の開発が求められている。また、大林組はこれまで、大規模FEM解析技術¹⁾や被災度推定技術²⁾、地震リスク評価等のBCM支援技術³⁾の開発に取り組んできたが、振動台実験を行うことで建物の崩壊過程を解明することができれば、各種技術の精度向上や新たな技術の開発に実験成果を大いに活用することが可能である。

建物の安全限界評価に関する既往の研究として、文献4)では、変形性能の異なる複数の柱を有する架構に対して、フレームモデルの解析結果に基づいて安全限界を評価する手法が示されているが、同手法は、純ラーメン建物を対象としたものとなっている。また、評価手法の妥当性に関して、実験的な検証はほとんど行われていない。

一方、RC造建物を対象とした振動台実験⁵⁾は、これまでも行われているが、架構が崩壊に近い状態に達する

まで加振を行った事例はほとんどない。また、崩壊近くまで加振を行った事例⁶⁾においても、架構の崩壊メカニズムは、主に、特定層の壁がせん断破壊するような層崩壊型あるいはそれに類するものが対象となっており、曲げ降伏型全体崩壊形架構の崩壊過程については、特に知見が不足している。

そこで、本研究では、曲げ降伏型全体崩壊形の架構として設計した、連層耐震壁を有するRC造4層建物縮小試験体の振動台実験を行い、建物が崩壊に至る過程を明らかにした。また、耐震壁付建物において、現在の建物設計で一般的に用いられているフレームモデルの解析結果に基づいて架構の安全限界と破壊形式を評価する実用的な手法を提案し、実験結果を用いて、提案手法の妥当性を検証した。更に、大規模FEMを用いた事後解析を行い、実験における試験体の応答性状に対する再現性について検討した。

2. 試験体計画

2.1 試験体概要

試験体の全体図をFig. 1に、伏図、軸組図をFig. 2に示す。また、部材断面をTable 1に示す。試験体は、RC造4層建物の1/4スケールモデルであり、X方向、Y方向共に、連層耐震壁を有する耐震壁付フレーム構造となっている。

Table 1 部材断面
List of Members

部材	柱	耐震壁		梁			スラブ
	C1	CW1	CW2	G1	G2	G3	
寸法 (mm)	130×130	80×700	70×400	100×140	100×150	120×90	70
主筋	6-D10	24-D10	8-D13 + 6-D6	3/3-D6	4/4-D6	2/2-D6	D4@80
横補強筋	D4@60 (中子筋 D4@60)	D4@50 (中子筋 D4@50)	D4@100 (中子筋 D4@50)	D4@60	D4@60	D6@30	D4@60 (X方向) D4@60 (Y方向)

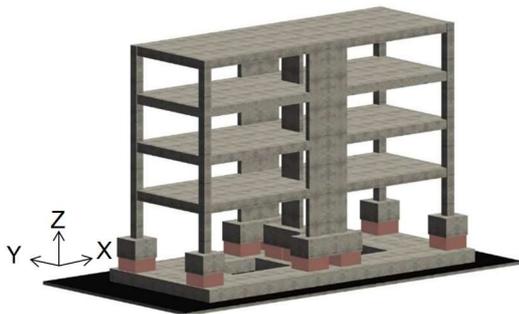


Fig. 1 試験体全体図

Appearance of the Specimen

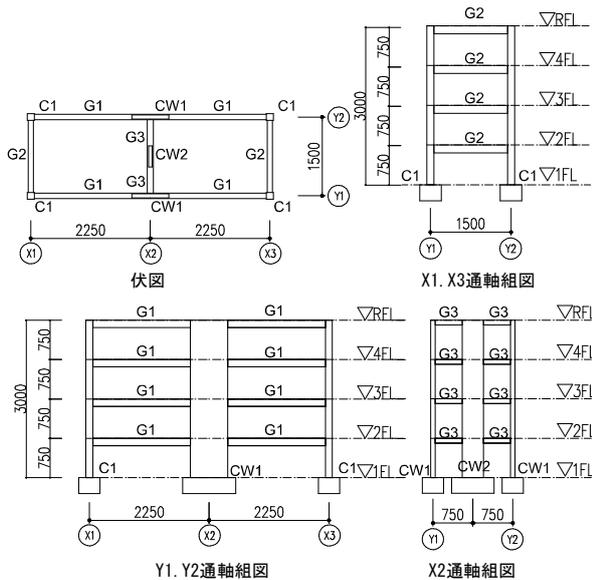


Fig. 2 試験体伏図・軸組図

Plan and Elevation Views of the Specimen

2.2 試験体の設計方針及び詳細

試験体の設計方針をFig. 3に、材料特性をTable 2, Table 3に、各部材(柱と壁は1階)の曲げ強度と終局変形角の計算値をTable 4に示す。部材の曲げ強度は、鉄筋及びコンクリートの材料試験結果に基づき、略算式⁸⁾により算定した。梁の曲げ強度の計算におけるスラブの有効幅は、当該梁方向のスパンの1/2とした。柱と壁の曲げ強度の計算においては、変動軸力を考慮した。部材は全て曲げ降伏先行型として計画しており、部材の終局変形角は、文献⁹⁾の式で計算される(変形に応じて低下する)せん断強

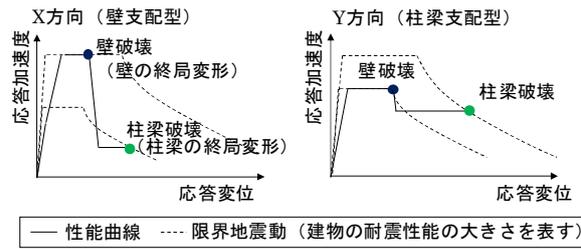


Fig. 3 試験体の設計方針 (架構の破壊形式)

Design Concept (Collapse Mechanism) of the Specimen

Table 2 コンクリートの材料特性 (1-4層の平均値)

Tested Material Properties of Concrete		
設計基準強度	圧縮強度(N/mm ²)	ヤング係数(N/mm ²)
Fc30 (早強)	53.1	2.97×10 ⁴

Table 3 鉄筋の材料特性

Tested Material Properties of Reinforcement				
径 (mm)	材種	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D4	SD295A	402	533	1.90×10 ⁵
D6	SD345	419	613	1.97×10 ⁵
D10	SD345	339	562	1.93×10 ⁵
D13	SD390	407	602	1.95×10 ⁵

Table 4 部材の曲げ強度と終局変形角の計算値

Calculated Flexural Strength and Deformation Capacity

		柱		耐震壁		梁				
		C1		CW1	CW2	G1	G2	G3		
		X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向			
曲げ終局強度 (kNm)	圧縮変動軸力/上引張	8.9	12.8	184.9	23.6	15.1	89.2	10.0	14.5	6.2
	引張変動軸力/下引張	5.1	6.3		18.5			4.4	6.4	1.7
終局変形角 (rad.)	圧縮変動軸力/上引張	0.038	0.039	0.021	0.042	0.056	0.022	0.044	0.039	0.008*
	引張変動軸力/下引張	0.044	0.043		0.044			0.050	0.047	0.039*

※適用範囲外のため参考値

度が、曲げ降伏時せん断力と等しくなる変形角として求めた。当該変形角は、定義上は曲げ降伏後にせん断破壊が生じる変形角を意味するが、曲げ圧壊に至る変形角を理論的に求める手法は煩雑であり、一般的に当該変形角よりも大きな値になる。そのため、文献¹⁰⁾のように、実

用上は、曲げ圧壊する場合を含めて、曲げ降伏先行型部材が耐力を維持できる限界の変形角として用いられることも多い。文献10)では、同手法で実験結果を概ね安全側に評価できることも確認されているため、本報では、当該変形角を各部材の終局変形角とみなすこととした。なお、壁CW2のX方向(面外方向)では、中子筋の最大間隔が文献9)の式の適用範囲外であったため、同文献の略算式で終局変形角を算出した。梁G3については、せん断補強筋比が非常に大きく(1.8%)、式の適用範囲外となるため、3章の事前解析では終局変形角が十分大きいと仮定した。参考値として算出した梁G3の上引張時終局変形角が0.008rad.と非常に小さくなっているが、これは、梁の曲げ強度がスラブ筋を考慮することで大きく上昇しているのに対し、せん断強度の算定においてはスラブの影響を無視しているためであり、実際の終局変形角はこの値よりも大きくなると考えられる。

試験体は、曲げ降伏型の全体崩壊形とし、1階の柱と壁の脚部及び各階の梁端に塑性ヒンジが形成されるように設計した。破壊形式の違いが検討できるように、X方向とY方向で耐震壁の耐力負担割合を変化させた。X方向には、2箇所耐震壁を設け、耐震壁の破壊が支配的な(耐震壁の破壊によって耐震性が大きく低下する)架構とした(Fig. 3左)。一方、Y方向では耐震壁を1箇所とし、柱梁の破壊が支配的な(耐震壁の破壊後も耐震性を維持する)架構とした(Fig. 3右)。なお、本研究では、いずれかの壁が終局変形角に達した点を壁破壊点、いずれかの柱あるいは梁が終局変形角に達した点を柱梁破壊点として定義する。架構全体の耐力(各部材の曲げ強度の合計値)に対する耐震壁の耐力の負担割合は、X方向で約60%、Y方向で約20%である。試験体の各階床には鋼製錘を設置し、単位床面積あたりの重量が、実大スケールと同様になるようにした。試験体の重量と保有水平耐力/必要保有水平耐力、 D_s 値をTable 5に示す。同表の値は、3章に示す事前解析結果に基づいて求めたものである。

床の四隅に設置した加速度計で各階の加速度を計測した。層間変形は、各層に設置したレーザー変位計により計測した。各部材のヒンジ発生想定位置には、歪ゲージを設置し、部材の降伏状況を確認した。

3. フレームモデルによる事前解析

3.1 解析モデル

試験体の事前解析に用いる解析モデルは、耐震壁及び柱梁を、材端に曲げバネ、中央にせん断バネと軸バネを持つ線材に置換した立体フレームモデルとした。曲げバネは、ひび割れ点及び降伏点を折れ点とするトリリニア型のモデルを用いた。せん断バネは、柱梁では弾性とし、壁ではひび割れ点及び終局強度点を折れ点とするトリリニア型のモデルを用いた。軸バネは弾性とした。曲げバネのひび割れ強度と降伏強度は略算式⁸⁾で、せん断バネのひび割れ強度と終局強度は靱性指針式⁹⁾で求めた。曲

Table 5 試験体の重量、保有水平耐力、 D_s 値
Mass, Lateral Strength and D_s Values of the Specimen

層	重量 (kN)	X方向		Y方向	
		Q_u/Q_{um}	D_s 値	Q_u/Q_{um}	D_s 値
4	75	3.32	0.35	2.42	0.30
3	75	2.90	0.40	2.07	0.35
2	75	2.90	0.40	2.07	0.35
1	75	2.58	0.45	1.61	0.45

Q_u : 保有水平耐力 Q_{um} : 必要保有水平耐力

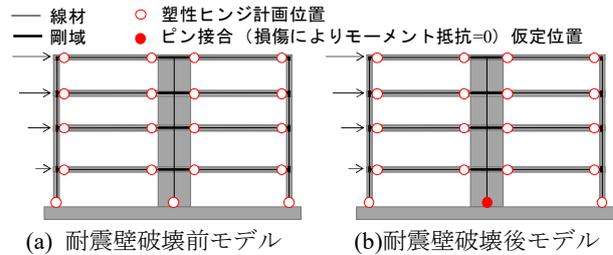


Fig. 4 事前解析用のフレームモデル
Frame Models for Pre-test Analyses

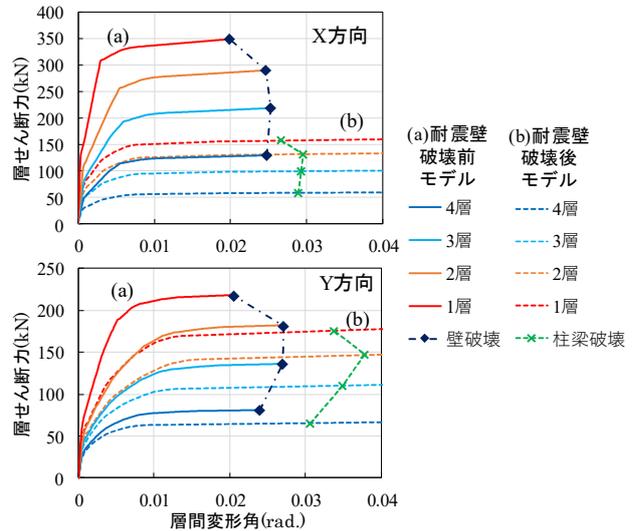


Fig. 5 フレームモデルの事前解析結果における層せん断力-層間変形角関係

Story Shear - Drift Angle Relationships from Pre-test Analyses of Frame Models

げバネのひび割れ後の剛性低下率は、菅野式⁸⁾で求めた降伏時剛性低下率に基づいて定めた。せん断バネのひび割れ後の剛性低下率は0.2とした。長期荷重は梁の分布荷重として与えた。水平外力を A_i 分布に基づいて設定し、静的荷重増分解析を行った。なお、通常のモデル(耐震壁破壊前モデル, Fig. 4(a))に加えて、耐震壁破壊後の架構の状態を把握するために、1階の壁脚をピンとしたモデル(耐震壁破壊後モデル, Fig. 4(b))の解析も行った。

3.2 解析結果

荷重増分解析結果における層せん断力-層間変形角関係を Fig. 5 に示す。図中の壁破壊点は、いずれかの壁が Table 4 の終局変形角に達した点、柱梁破壊点は、いずれ

かの柱あるいは梁が終局変形角に達した点として定義した。X方向では、壁破壊後に耐力が約60%低下しており、Y方向(約20%)と比べて低下度合が大きくなっている。

4. 事前解析結果に基づく架構の安全限界と破壊形式の評価

4.1 評価方法

松川・前田らの研究⁴⁾における安全限界評価法では、荷重増分解析結果の層せん断力-層間変形角関係を1自由度系に縮約した代表変位-応答加速度関係(性能曲線)において、文献11)で定義される保有耐震性能指標が最大となる点を、架構の安全限界と定義している。保有耐震性能指標は、限界地震動(性能曲線上のある点を通るスペクトルの大きさ)の基準地震動(建設省告示1457号に規定される大きさのスペクトルを架構の等価粘性減衰数に応じて低減したもの)に対する比率として定義されており、当該建物が、建築基準法で規定される必要性能に対して何倍の耐震性能を有しているかを表す。文献4)の手法は、主に純ラーメン建物を対象としており、変形性能の大きく異なる複数種類の部材(例えば、耐震壁と柱梁)からなる建物において、架構全体の安全限界を評価すること、また、安全限界点に基づいて架構の破壊形式を評価することは想定していない。

そこで、本研究では、変形性能の異なる複数種類の部材(耐震壁と柱梁)からなる建物において、文献4)の考えに従って、架構の安全限界を評価する手法、及び安全限界に応じて架構の破壊形式を評価する手法を新たに提案する。手法の概要を次に示す。

- 1) 耐震壁が破壊する点(終局変形に至る点)と柱梁が破壊する点それぞれにおいて、保有耐震性能指標 α_w 、 α_f を計算する。なお、本手法では、柱梁の終局変形が耐震壁の終局変形よりも大きくなると想定している。そのため、柱梁破壊点における保有耐震性能指標 α_f は、耐震壁が破壊した後の状態を想定して1階壁脚の曲げ耐力を0とした(壁脚をピンとした)解析モデルに基づいて算定することとしている。即ち、 α_f は、耐震壁が破壊した後の状態における架構の耐震性能(1回目の地震で耐震壁が破壊した後、2回目の地震で柱梁が破壊に至る場合の2回目の地震の大きさ)を表している。
- 2) 保有耐震性能指標 α_w 、 α_f の大小関係から、試験体の安全限界と破壊形式を判定する。文献4)の考えに従うと、 $\alpha_w > \alpha_f$ の場合は、壁破壊点が架構全体の安全限界となる壁支配型、 $\alpha_f > \alpha_w$ の場合は、柱梁破壊点が架構全体の安全限界となる柱梁支配型の架構であると判断できる。なお、 $\alpha_w = \alpha_f$ の場合は、架構の安全限界変形を小さめ(安全側)に評価できるよう、壁破壊点を安全限界点とし、壁支配型の架構であると判断する。

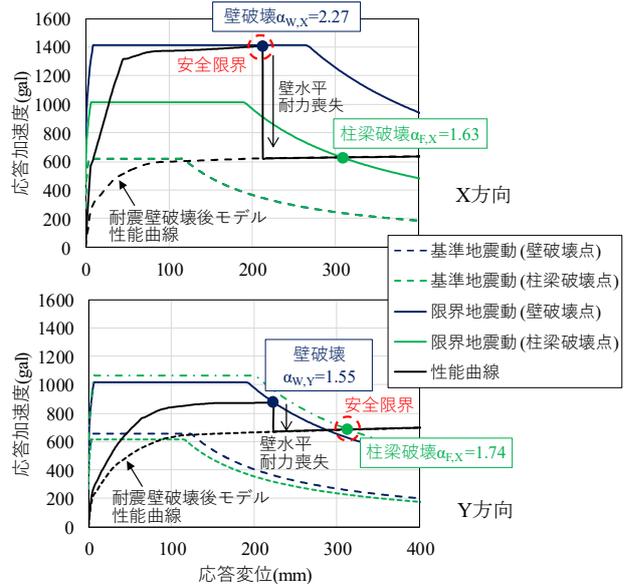


Fig. 6 フレームモデルの事前解析結果に基づく架構の安全限界の評価結果
Evaluation of Safety Limit of the Structure by Pre-test Analyses

4.2 評価結果

4.1 の評価方法に従い、フレームモデルの事前解析結果に基づいて、試験体の破壊形式と安全限界点を評価した結果を Fig. 6 に示す。ここで、性能曲線の計算においては、壁破壊点までは耐震壁破壊前モデルを、壁破壊点～柱梁破壊点では、耐震壁破壊後モデルを用いている。即ち、1階壁脚の曲げ耐力は、壁破壊点において急激に低下し0になると仮定している。また、計算に用いるスペクトルは、実大建物用に設定されたものであるため、同図中では、変位の値を4倍にして計算している。

保有耐震性能指標は、X方向では $\alpha_{w,x} > \alpha_{f,x}$ 、Y方向では $\alpha_{f,y} > \alpha_{w,y}$ となっている。即ち、X方向は、壁支配型の架構であり、壁破壊点が架構全体の安全限界となる。また、Y方向は柱梁支配型の架構であり、柱梁破壊点が架構の安全限界であると判断できる。

5. 振動台実験の入力地震波

入力地震波は、建設省告示1457号に規定される、第2種地盤の応答スペクトル(Fig. 7(c)に告示スペクトルとして示されているもの)に適合する人工地震波とし、位相は、1995年兵庫県南部地震におけるJMA神戸の位相(X方向はNS位相、Y方向はEW位相)を用いた。入力波の時刻歴波形と加速度応答スペクトルをFig. 7に示す。Fig. 7(c)には、Run1加振前及びRun9加振後のランダム波加振で算定したR階/l階の伝達関数のピークから算出した実験前後の試験体の1次固有周期を合わせて示している。ここで、入力波の時間軸は相似則に基づいて原波形の1/2に縮小している。入力波の加速度応答スペクトルは、試験体の保有耐震性能指標と安全限界の評価に用いているスペク

トル(Fig. 6)に対応するものである。入力倍率を順次増加(一部低減)させながら、水平2方向の同時加振(一部はX方向一軸加振)を合計9回行った。各加振の入力倍率については、後述のTable 6を参照されたい。なお、振動台による入力の再現性を検討するため、Fig. 7(c)に、試験体が概ね最大耐力に達したRun5において、振動台上で計測された加速度波形(実現波形)の加速度応答スペクトルを示している。実験前後の試験体の1次固有周期の間の周期帯においては、良好に再現できていることがわかる。

6. 振動台実験結果

各加振における最大応答層間変形角と1層の最大応答層せん断力、損傷経過をTable 6に、最終加振終了後の試験体の損傷状況をFig. 8に示す。各加振終了後(Run7, 8を除く)において、損傷観察を実施し、各部材の損傷度の判定を行った。部材損傷度は、被災区分判定基準¹²⁾に従い、損傷度0からVまでの6段階で評価した。ここで、損傷度Vは、主筋の座屈やコアコンクリートの圧壊が生じ、柱や壁では、一見して水平方向や鉛直方向に残留変形が生じていることがわかる状態に該当する。

Run1では、耐震壁と一部の柱梁の端部に曲げひび割れが発生した。Run3では、1階の柱脚とX方向の壁脚で主筋が降伏した。Run4では、1階のY方向壁脚と4階の柱頭、各階の梁端で主筋が降伏し、架構が崩壊メカニズムに達した。1階のY方向壁では主筋とほぼ同時に、横補強筋の降伏が確認された。Run5では、1階のX方向の壁脚及び柱脚でコンクリートの剥落が生じた。また、Y方向1階の壁では、せん断ひび割れが大きく開き、コンクリートの剥落も生じた。Run5において、試験体は、X方向とY方向の両方で、概ね最大耐力に達した。Run7では、Y方向の1階壁でせん断ひび割れが更に進展し、損傷度Vに達した(Fig. 8(d))。破壊状況及び、横補強筋の降伏とせん断ひび割れの進展が主筋の降伏とほぼ同時に生じたことから、2.2に示した設計時の想定(曲げ降伏先行)

とは異なり、せん断破壊したと判断した。これは、スラブの影響により、境界梁G3(Fig. 2参照)の曲げ強度が想定よりも大きくなり、壁の反曲点位置が下部に移動したためと考えられる。最終加振(Run9)ではFig. 8(b)に示すように、1階のX方向の壁脚部で、主筋の座屈とコアコンクリートの圧壊が生じ、曲げ破壊に至った。

各層の層せん断力-層間変形角関係をFig. 9に示す。層せん断力は、各階床の四隅に設置した加速度計の計測

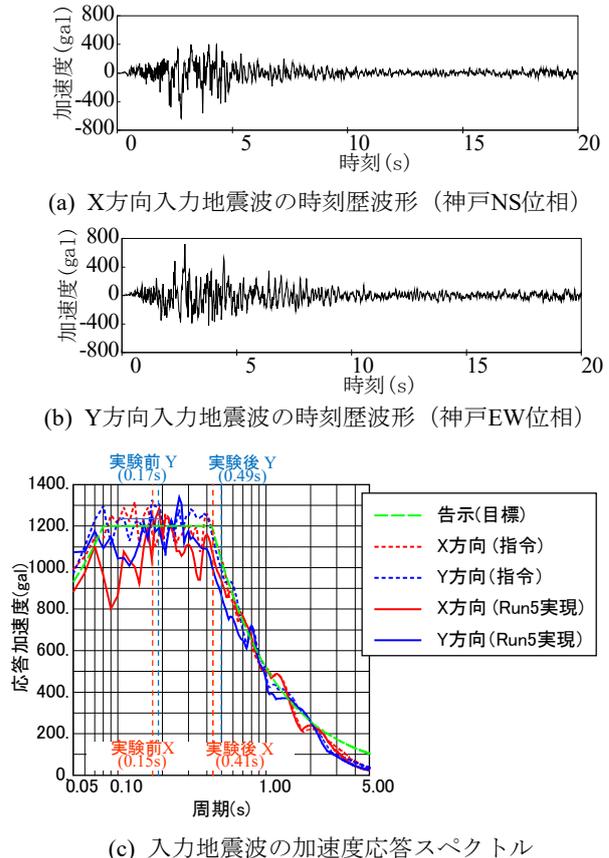


Fig. 7 入力地震波の時刻歴波形と加速度応答スペクトル
Time Histories and Response Spectra of Input Waves

Table 6 各加振における最大応答値と損傷状況
Maximum Response and Damage State for Each Excitation

Run	X方向			Y方向			損傷状況
	入力倍率	Q _{1max} (kN)*	R _{max} (rad.) [層]**	入力倍率	Q _{1max} (kN)*	R _{max} (rad.) [層]**	
1	20%	51.2	1/1384[2層]	20%	48.6	1/1475[2層]	耐震壁及び柱梁の曲げひび割れ
2	80%	167.0	1/320[2層]	60%	128.0	1/447[1層]	
3	160%	292.4	1/154[2層]	100%	195.1	1/210[2層]	1階柱脚と壁脚の主筋降伏
4	240%	402.9	1/73[3層]	150%	290.2	1/77[2層]	崩壊メカニズム到達
5	260%	437.8	1/34[2層]	170%	292.2	1/32[2層]	1階X方向の壁脚・柱脚のコンクリート剥落, 1階Y方向壁のせん断ひび割れが大きく開きコンクリートが剥落
6	130%	290.1	1/45[3層]	100%	248.6	1/33[1層]	小振幅による残存耐震性能の確認
7	220%	406.7	1/29[2層]	120%	243.1	1/25[1層]	1階Y方向壁の終局(せん断破壊)
8	220%	427.8	1/25[2層]	-	-	-	
9	260%	444.2	1/18[2層]	-	-	-	1階X方向壁の終局(曲げ破壊)

*Q_{1max}: 1層応答せん断力最大値 **R_{max}: 最大応答層間変形角 [層間変形角が最大となった層].

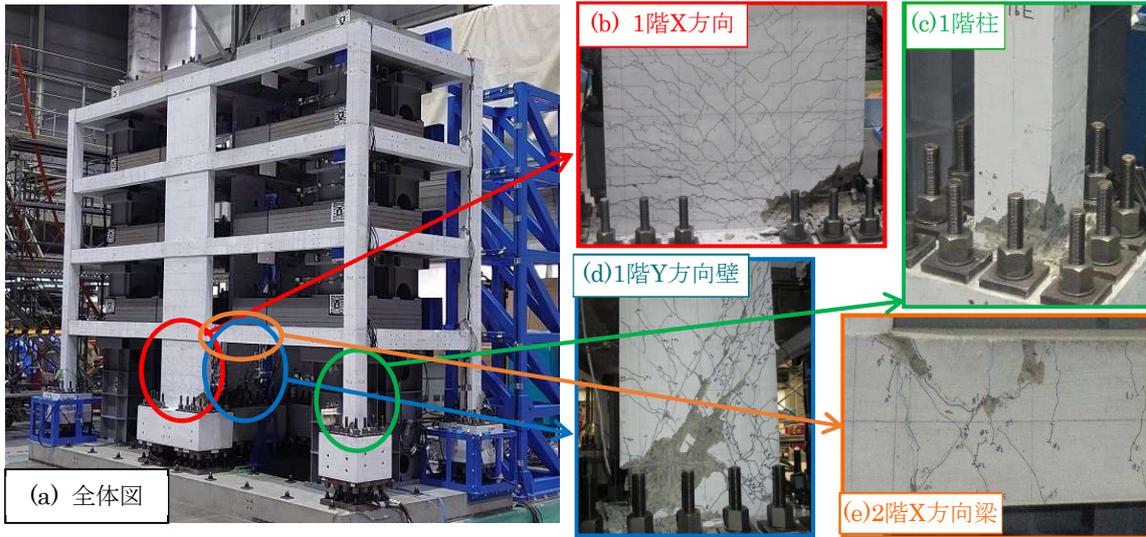


Fig. 8 最終加振 (Run9) 終了後の試験体の損傷状況
Damage State of Structural Members after the Final Excitation (Run9)

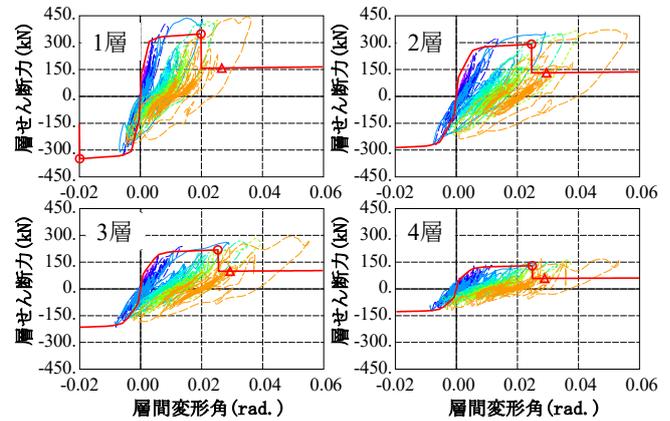
値(50Hz以上はカット)に層重量を乗じて求めた慣性力から算出した。Fig. 9には、フレームモデルの事前解析結果(Fig. 5)を合わせて示している。事前解析においては、1階壁脚の曲げ強度が壁破壊点において急激に低下し0になるとの仮定に基づいて、層せん断力-層間変形角関係を算出している。試験体の最大耐力は、実験結果の方が解析結果よりもX方向で30%、Y方向で35%程度高くなった。この原因として、スラブ有効幅が解析モデルにおける想定(スパンの0.5倍)よりも大きくなっていることや、解析モデルでは考慮していないスラブの下端筋が梁の曲げ強度の上昇に寄与していること等が考えられる。本試験体においては、鋼製錘の荷重を負担する関係で、スラブが通常よりも厚くなっている(梁せいの45%~80%)ため、スラブの下端筋が曲げ強度に寄与しやすくなると言える。また、変形性能(耐力低下が生じはじめる変形)は、X方向、Y方向ともに、解析結果よりも高い結果となった。特に、X方向では、最大層間変形角が1/18rad.に達した最終加振においても、耐力低下はほとんど見られなかった。このことから、文献9)に従って算定された部材の終局変形角の計算値(Table 4)は、安全側の値になっていると言える。1階の壁の終局変形角は、損傷度Vに達した加振(X方向CW1はRun9、Y方向CW2はRun7)の1階の応答層間変形角とその直前の加振の応答変形角の間にあると考えると、CW1は0.025~0.036rad.、CW2は0.030~0.039rad.の範囲となり、Table 4の計算値よりも大きくなっていることがわかる。

7. 実験結果に基づく架構の安全限界と破壊形式の評価

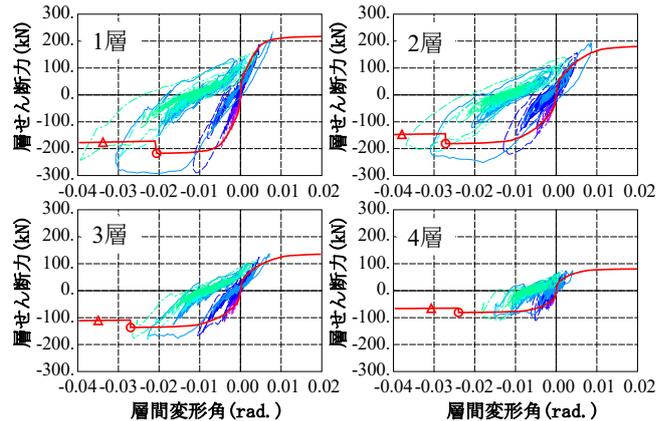
7.1 評価方法

実験結果に基づく保有耐震性能指標 $\epsilon\alpha$ の算定方法及び、保有耐震性能指標 $\epsilon\alpha$ の値から架構の安全限界と破壊形

式を評価する手法を、Fig. 10及び以下に示す。



(a) X方向



(b) Y方向

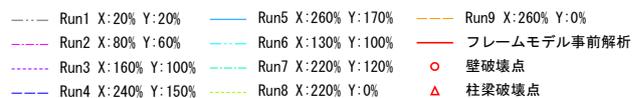


Fig. 9 実験結果における層せん断力-層間変形角関係
Story Shear - Drift Angle Relationships Results from the Shake-table Test

7.1.1 壁破壊点及び柱梁破壊点の評価 加振後の損傷観察において、耐震壁の破壊が初めて確認された(損傷度Vに達した)加振を、RunW とする。RunW において、壁の最大応答は、終局変形を既に超えていると考えられ、壁の実際の破壊点は、その直前の加振(RunW-1)と RunW の応答の間にあると判断できる。同様に、柱あるいは梁の破壊が初めて確認された際の加振を RunF とすると、柱梁の実際の破壊点は、その直前の加振(RunF-1)と RunF の応答の間にあると言える。

7.1.2 保有耐震性能指標の算定 4.1 で説明した定義に倣い、壁破壊に基づく保有耐震性能指標 $\epsilon_{\alpha W}$ を、壁が終局変形に達する以前の加振(Run1~RunW-1)における最大入力倍率として求める。同様に、柱梁の破壊に基づく保有耐震性能指標 $\epsilon_{\alpha F}$ は、RunW~Run F-1(壁破壊点以降で柱梁が終局変形に達する以前の加振)における最大入力倍率として求められる。

7.1.3 架構の破壊形式と安全限界の評価 保有耐震性能指標が、 $\epsilon_{\alpha W} \geq \epsilon_{\alpha F}$ の場合、架構の破壊形式は壁支配型であり、Run1~RunW-1 の最大入力倍率における応答($\epsilon_{\alpha W}$ に対応する応答)が架構の安全限界点であると判断できる。 $\epsilon_{\alpha F} > \epsilon_{\alpha W}$ の場合、破壊形式は柱梁支配型であり、 $\epsilon_{\alpha F}$ に対応する応答が、架構の安全限界点であると判断できる。

7.2 評価結果

7.1 に示した手法(提案手法)に基づいて架構の破壊形式及び安全限界を評価した結果を Fig. 11 に示す。図中では、各加振の1層の層せん断力最大時刻における応答変位(代表変位)と加速度を実験結果として示している。また、フレームモデルの事前解析に基づく評価結果(Fig. 6)を合わせて示している。Run8, 9 では Y 方向の入力を行わなかったため、実験結果の表記を省略している。

7.2.1 壁破壊点及び柱梁破壊点の評価 6章で記述したように、振動台実験では、X 方向は Run9、Y 方向は Run7 で壁の破壊が確認された。これらの加振は、Fig. 10 における RunW に対応する。一方、柱梁の破壊は、最終加振においても確認されなかった。そこで、各方向の最終加振(Y 方向の Run7 と X 方向の Run9)を、柱梁破壊の直前に対応する加振(Fig. 10 の RunF-1)とみなすこととした。なお、実際には、柱梁が破壊に至るまでに、より大きな入力倍率が必要であった可能性があり、Run7 及び Run9 を柱梁破壊の直前加振とする仮定は、実験結果に基づく保有耐震性能指標の値 ϵ_{α} を小さめに評価している可能性があることに、留意されたい。

7.2.2 保有耐震性能指標の算定結果 (a) 壁破壊に基づく保有耐震性能指標 実験結果における、壁破壊に基づく保有耐震性能指標 α_w は、X 方向で $\epsilon_{\alpha W, X} = 260%$ (Run5 の入力倍率=Run1~8 の最大入力倍率)、Y 方向で $\epsilon_{\alpha W, Y} = 170%$ (Run5 の入力倍率)であり、事前解析結果(提案手法による評価結果) $\alpha_{w, X}$, $\alpha_{w, Y}$ よりもやや大きかった。これは、6章に示したように、実験結果における試

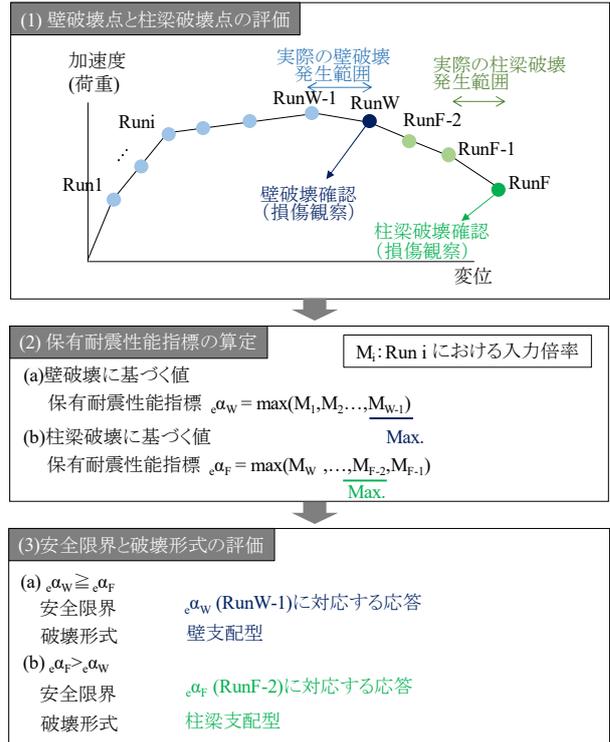


Fig. 10 実験結果に基づく架構の安全限界と破壊形式の評価方法

Evaluation Method of Safety Limit and Collapse Mechanism based on the Test Results

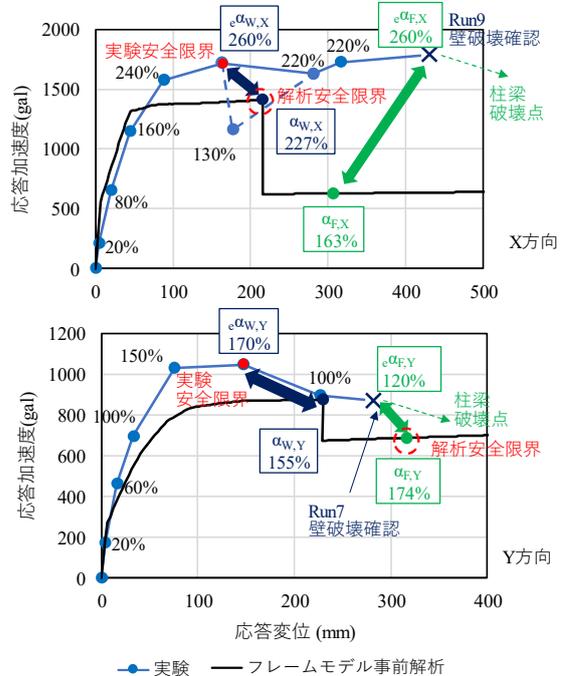


Fig. 11 実験結果に基づく架構の安全限界と破壊形式の評価結果

Results of Evaluation of Structure Collapse Mechanism and Safety Limit based on the Test Results

験体の最大耐力が解析結果よりも大きかったためと考えられるが、その差は10~15%程度であり、耐震壁破壊点においては、解析結果に基づく手法で保有耐震性能指標を概ね精度良く評価できていると言える。ここで、入力倍率は、振動台への指令値(目標入力倍率)を用いている。

(b) 柱梁破壊に基づく保有耐震性能指標 柱梁破壊に基づく保有耐震性能指標は、X方向では $\alpha_{F,X}=260\%$ であり、解析値よりも6割以上大きい結果となった。これは、6章にも示したように、曲げ破壊した耐震壁の変形能力(破壊後の残存耐力)が解析の想定(破壊点以降の残存耐力=0とする)よりも高かったためと考えられる。一方、Y方向では、 $\alpha_{F,Y}=120\%$ となり、解析値 $\alpha_{F,Y}$ よりも3割程度小さい結果となった。これは、事前解析において、振動実験における繰り返し加振(各Run)で発生する損傷による性能低下(剛性やエネルギー吸収性能の低下、残留変形)の影響を考慮していないためであると考えられる。最終加振以前の損傷に着目すると、Fig. 12に示すように、実験においては、Run6の終了時において、柱梁にも損傷度III~IVの大きな損傷が生じていることがわかる。一方、解析値 $\alpha_{F,Y}$ の計算で用いた建物モデル(Fig. 4(b)のモデル)では、解析の初期設定として、壁脚の損傷のみを考慮しており、柱梁は無損傷状態であると仮定しているため、柱梁破壊に基づく保有耐震性能指標 $\alpha_{F,Y}$ を過大評価する結果になったと考えられる。

7.2.3 架構の破壊形式と安全限界の評価結果 実験においては、X方向、Y方向共に、 $\alpha_{w} \geq \alpha_{F}$ であり、試験体は壁支配型の架構であったと言える。また、架構の安全限界点は、X方向、Y方向共に、Run5(壁破壊以前の最大入力)における最大応答点であると判断できる。X方向では、破壊形式及び安全限界点が、フレームモデルの事前解析に基づく評価(提案手法による評価)と一致する結果となった。一方、Y方向では、解析と異なる結果となった。また、X方向においても、 $\alpha_{w,X} = \alpha_{F,X}$ であることから、解析結果の想定と比べて、破壊形式が明確には現れなかったといえる。なお、この評価結果は、入力倍率の設定や加振順序によって影響を受ける可能性があり、その点については留意する必要がある。

フレームモデルの解析結果に基づいて、架構の破壊形式と安全限界をより適切に評価するには、過去の地震による累積蓄積(剛性や減衰等の耐震性能の低下)を考慮する必要があると考えられる。また、曲げ破壊型の耐震壁の変形能力と残存耐力に関する安全側の仮定を見直し、より実状に即した評価を行うことも重要である。今後は、振動台実験で明らかになった上述の課題について検討し、提案手法の評価精度を向上させたいと考えている。

8. FEMによる事後解析

8.1 目的及び検討概要

本章では、大林組のFEM解析技術の精度を確認することを目的として、大規模FEMを用いた事後解析を行い、

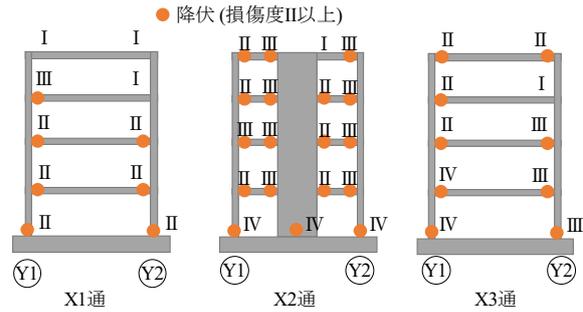


Fig. 12 Run6終了後の部材損傷度(Y方向)
Visually Evaluated Damage Level of Members after Run6

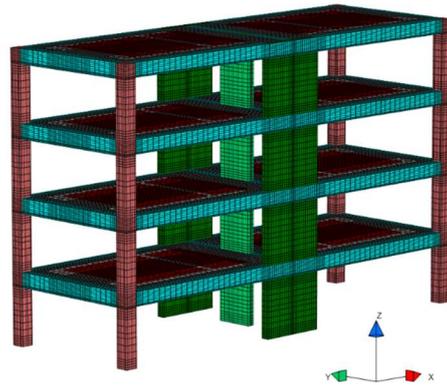


Fig. 13 FEM事後解析用モデル
Model for Post-test FEM Analysis

実験における試験体の応答性状に対する再現性について検討した。

8.2 解析モデル及び解析条件

FEM 事後解析用のモデルを Fig. 13 に示す。解析コードは大規模高速化非線形解析ソフト「FINAL-GEO」¹⁾を用いた。コンクリートのすべてを六面体のソリッド要素でモデル化し、実物の形状を詳細に再現した。柱・壁・梁の主筋には軸方向のみに剛性を有するトラス要素を用いた。コンクリートと主筋は完全付着とした。柱・壁・梁のせん断補強筋、およびスラブ筋は要素の埋込み鉄筋でモデル化した。各層の錘は、錘積載部分のスラブの比重を大きくすることで考慮した。減衰は、初期剛性比例型として、解析モデルの1次固有周期に対して0.1%を仮定した。総節点数は198,135である。

材料構成則に関しては、Naganuma らの研究¹³⁾を参考に、コンクリートは等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルとし、非直交分散ひび割れモデルを用いて、多方向に生じるひび割れを考慮した。コンクリートの主応力~等価一軸ひずみにおいて、圧縮側に関しては修正 Ahmad モデルを用いた。引張側に関しては、壁とスラブは山口・長沼モデル、柱と梁は出雲モデル($c=1.0$)を用いた。また、ひび割れ後は圧縮強度の低減を考慮した。ひび割れ面のせん断伝達特性には長沼モデルを用いた。

入力波には、実験における振動台の実測加速度(並進加速度+回転加速度)を用い、Run3~Run5の3連続加振を

行った。なお、本検討の主目的は、試験体が概ね最大耐力に達した Run5 における応答を、FEM 解析結果と実験結果で比較することであるが、Run4 以前の加振による損傷が Run5 の応答に影響を与えると考えられるため、単独加振ではなく、3 連続加振を行うこととした。Run1, 2 については鉄筋降伏以前であり、影響は小さいと思われるため、本解析では省略することとした。

8.3 解析結果と実験結果の比較

解析結果における Run3~Run5 の 3 連続加振における各層の層せん断力-層間変形角関係を Fig. 14 に示す。同図上には、Run3~Run5 の実験結果を合わせて示している。X 方向、Y 方向ともに、1 層の最大応答層間変形角が、実験結果よりも大きくなっている。これは、FEM 解析において、試験体の耐力(最大層せん断力)をやや小さめに評価しているためと考えられる。その他の層では、実験結果と解析結果が良好に対応している。また、Run5 における、1 層及び 2 層の層間変形角並びに層せん断力の時刻歴波形(解析結果と実験結果の比較)を、Fig. 15, Fig. 16 に示す。2 層の層間変形角の時刻歴波形において、X・Y 方向ともに、5 秒以降の小振幅領域で若干の差異が見

られる。この要因として、粘性減衰や履歴モデルに関する実験と解析の差異が考えられるが、1 層層間変形角と層せん断力の時刻歴波形、及び 2 層の大振幅領域の層間変形角の時刻歴波形は、実験と解析が概ね一致した。このことより、FEM を用いた事後解析によって、試験体の挙動を精度良く再現できることが確認できた。

9. まとめ

RC造建物の崩壊過程の解明を目的として、RC造4層耐震壁付建物縮小試験体の振動台実験を実施した。

- 1) 試験体は曲げ降伏型の全体崩壊形とし、1階の柱と壁の脚部及び各階の梁端に塑性ヒンジを生じる計画とした。X方向は、壁の破壊点が架構全体の安全限界となる壁支配型の架構、Y方向は、柱梁の破壊点が架構の安全限界となる柱梁支配型の架構として設計した。
- 2) 実験においては、設計の想定通り、X方向とY方向の両方において、1階の柱と壁の脚部及び各階の梁端に塑性ヒンジが発生したが、Y方向では、設計の

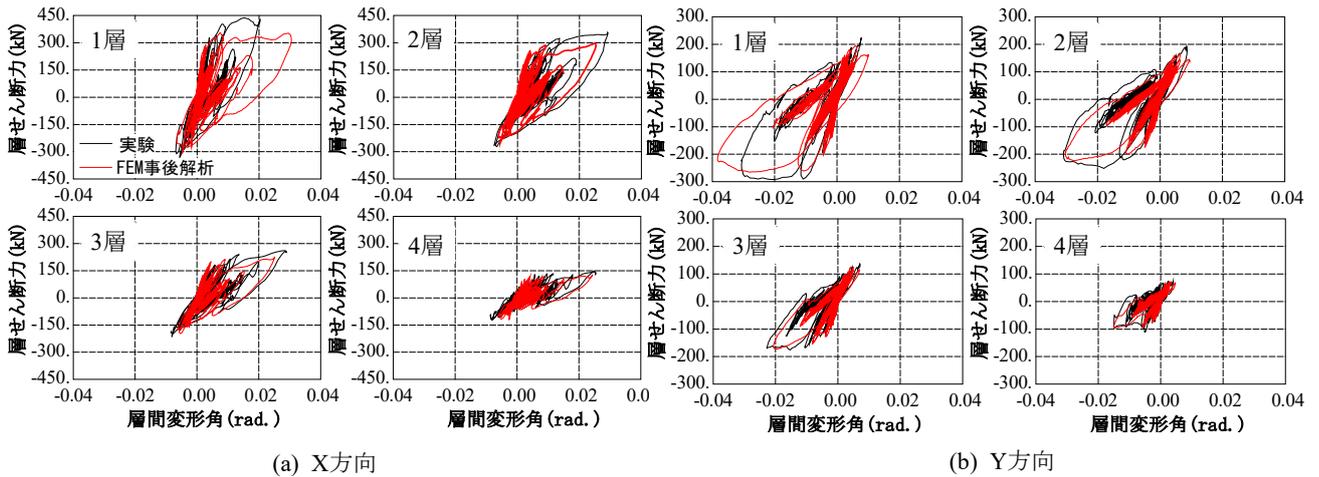


Fig. 14 FEM事後解析結果と実験結果の比較 (層せん断力-層間変形角関係)

Comparison between Post-test FEM Analysis Results and the Test Result (Story Shear – Drift Angle Relationships)

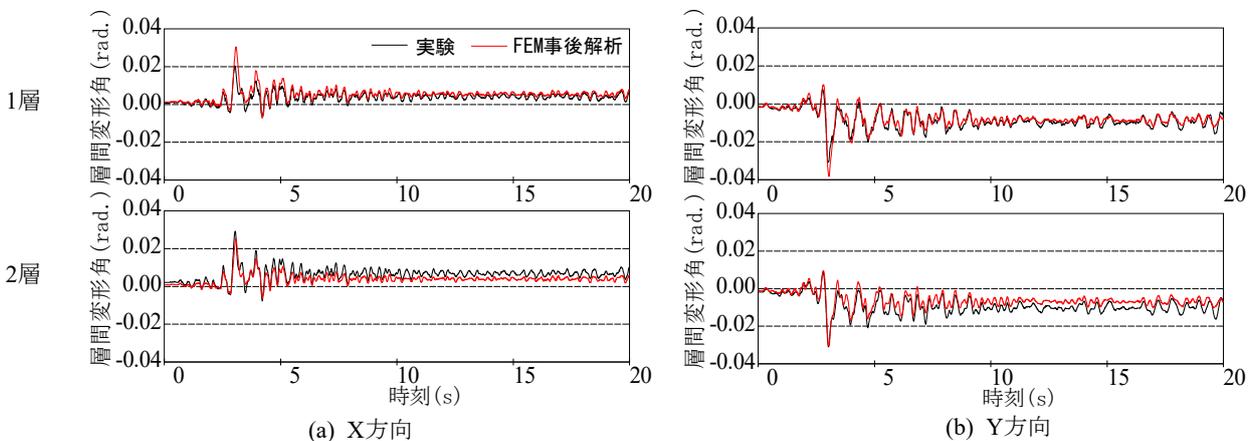


Fig. 15 FEM事後解析結果と実験結果の比較 (層間変形角時刻歴)

Comparison between Post-test FEM Analysis Results and the Test Result (Time History of Drift Angle)

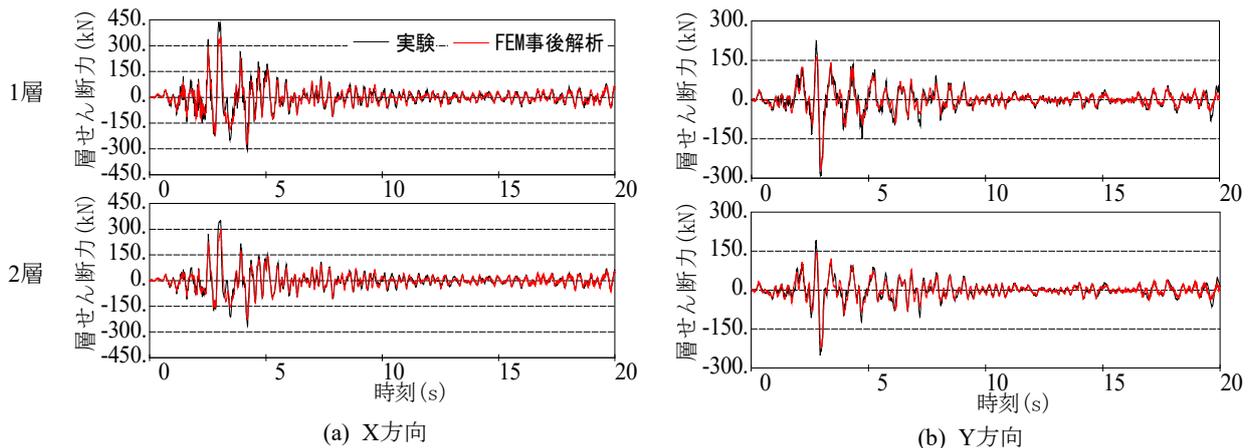


Fig. 16 FEM事後解析結果と実験結果の比較（層せん断力時刻歴）

Comparison between Post-test FEM Analysis Results and the Test Result (Time History of Story Shear)

想定と異なり、1階の壁が最終的にせん断破壊した。X方向では、最終的に、1階の壁が曲げ破壊した。架構の最大耐力と変形性能は、X方向とY方向共に、解析結果よりも大きかった。これは、スラブ有効幅が解析の想定よりも大きくなっていることや、解析モデルでは考慮していないスラブの下端筋が梁の曲げ強度の上昇に寄与していること等によると考えられ、今後の検討課題である。

- 3) 各加振後に確認した部材損傷度と加振波の入力倍率に基づいて、架構の破壊形式と安全限界を評価した結果、X方向では、破壊形式は壁支配型で、壁破壊点及安全限界となり、事前解析に基づく評価結果(提案手法による評価結果)と一致した。Y方向では、破壊形式は壁支配型で壁破壊点及安全限界となり、事前解析に基づく評価とは異なる結果となった。その原因として、柱梁の累積損傷によって、壁破壊後の架構の耐震性能が低下したことが考えられる。累積損傷の考慮方法については今後の課題である。
- 4) 大規模FEMを用いた事後解析を行い、実験における試験体の応答性状の再現性について検討した。事後解析結果と実験結果における応答は概ね一致し、大規模FEM解析手法の有効性が示された。

謝辞

本研究における振動台実験は、東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻前田研究室と大林組の共同研究として実施したものです。また、本研究の一部は、JST産学共創プラットフォーム共同研究推進プログラム「大規模都市建築における日常から災害時まで安心して社会活動が継続できる技術の創出」(領域代表者：吉敷祥一 東京工業大学准教授，課題番号JPMJOP1723)の支援を頂きました。ここにお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 米澤健次，穴吹拓也，江尻譲嗣：大規模・高速化非線形FEM解析ソフト「FINAL-GEO」，大林組技術研究所報，No. 75，2011.12
- 2) 中村充ほか：地震時における建物被災度の即時推定技術，大林組技術研究所報，No. 78，2014.12
- 3) 諏訪仁ほか：建物の簡易地震リスク評価法の開発，大林組技術研究所報，No. 82，2018.12
- 4) 松川和人，前田匡樹：地震応答スペクトルに基づく鉄筋コンクリート造建物の倒壊限界評価法，日本建築学会構造系論文集，vol. 78，No. 693，pp.1913-1921，2013.11
- 5) 勝俣英雄，白井和貴ほか：鉄筋コンクリート造4層壁フレーム模型の多方向入力振動台実験(その1-2)，日本建築学会学術講演梗概集，pp.407-410，2005.9
- 6) 増田安彦，勝俣英雄ほか：縮小6層RC造耐震壁フレーム建物の振動台実験，大林組技術研究所報，No. 79，2015.12
- 7) 米澤健次，増田安彦，勝俣英雄：大規模FEMモデルによるRC6層振動台実験に対する事前・事後解析，大林組技術研究所報，No. 80，2016.12
- 8) 建築行政情報センター：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.9
- 10) 建築研究所：実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証，建築研究資料，No. 175，2016.11
- 11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004.7
- 12) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針，2016.3
- 13) K. Naganuma, K. Yonezawa et. al.: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three-dimensional Finite Element Method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 586, 2004.8