

連層耐震壁を有する RC 造ラーメン架構の残存耐震性能評価法と
縮小試験体の振動台実験による検証POST-EARTHQUAKE CAPACITY EVALUATION OF RC FRAME
STRUCTURES WITH MULTI-STORY FLEXURAL WALLS藤田起章^{*1}, 三浦耕太^{*2}, 田畑 佑^{*3}, 前田匡樹^{*4},
Alex Shegay^{*5}, 関 松太郎^{*6}Kisho FUJITA, Kota MIURA, Yu TABATA,
Masaki MAEDA, Alex SHEGAY and Matsutaro SEKI

Evaluation of the residual capacity of RC structures damaged by earthquakes is necessary in judging the safety level of buildings. This paper proposes a method for evaluating the residual seismic capacity by accounting for differences in member deformation capacities. Within this study, a shake-table test of a 4-story RC structure with shear walls was conducted. The residual seismic capacity of the structure was evaluated and the validity was verified. The results show that the proposed residual capacity evaluation methods were able to capture the general tendency of the experimental results.

Keywords : Post-earthquake capacity evaluation, Shake-table test, RC moment frame, Multi-story shear wall, Internal work, Dynamic analysis

残存耐震性能評価, 振動台実験, RC 造ラーメン架構, 連層耐震壁, 内力仕事, 地震応答解析

1. はじめに

地震を受けて損傷した RC 造建物の残存耐震性能を評価することは、補修補強の要否を判断し、効率的な復旧計画の作成に重要である。日本建築防災協会の「2015年改訂版 被災度区分判定基準同解説¹⁾」(以下、現行基準)では、耐震性能残存率 R が残存耐震性能の評価指標として使用されている。この R 指標は、地震発生前後の耐震性能の比を表し、その算定には複雑な解析を必要としない単純な計算方法が使用される。現行基準における R 指標(以下、 R_{JBDPA})の計算は、梁降伏型全体崩壊形を形成する架構の場合式(1)によって行われる。これは仮想仕事法の考え方にに基づき架構内の塑性ヒンジの内力仕事、すなわち、部材の終局耐力(曲げモーメント M_u)と塑性ヒンジの回転角 θ の積の総和に対する (Fig. 1), 上記を現行基準に記載されている耐震性能低減係数 η (Table 1)を用いて低減させた内力仕事の総和の比であり、その後全ての塑性ヒンジ回転角が等しいと仮定して、約分して消去して求めた式である²⁾。この簡略化された計算方法は、すべての部材の終局変形(塑性ヒンジ回転角 θ)が同じであるという仮定に基づいており、そのため、耐震壁を含む RC 造ラーメン架構のような変形性能が異なる部材が混在する建物の評価は正確にはできないと考えられる。

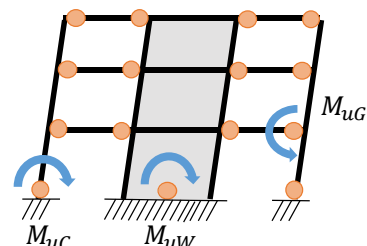


Fig. 1 Target failure mechanism in the JBDPA¹⁾ damage evaluation guideline.

$$R_{JBDPA} = \frac{\sum(\eta_C M_{uc}) + \sum(\eta_G M_{uG}) + \sum(\eta_W M_{uW})}{\sum(M_{uc}) + \sum(M_{uG}) + \sum(M_{uW})} \quad (1)$$

ここで、添え字の C, G, W はそれぞれ柱, 梁, 耐震壁を示す。

本研究の目的は、筆者らが提案している変形性能が異なる部材が混在する架構の耐震性能残存率の新たな評価法に対し、その妥当性を検証することである。筆者らは文献³⁾で耐震壁付きラーメン架構の残存耐震性能評価法を提案した。また、筆者らは2019年に振動台実験を実施し、文献⁴⁾で三浦らは架構の破壊モードと安全限界の評価について述べたが、残存耐震性能評価法の検証は未実施である。

¹⁾ 大林組 修士(工学)(元東北大学大学院)

²⁾ 大林組技術研究所 研究員・博士(工学)

³⁾ 久米設計 修士(工学)(元東北大学大学院)

⁴⁾ 東北大学大学院工学研究科 教授・博士(工学)

⁵⁾ 東京工業大学科学技術創成研究院 助教・Ph.D.

⁶⁾ 建築研究所 特別客員研究員・工博

Obayashi Corporation, M.Eng.

Researcher, Technical Research Institute, Obayashi Corporation, Dr.Eng.

KUME SEKKEI Co., Ltd., M.Eng.

Prof., Graduate School of Eng., Tohoku Univ., Dr.Eng.

Assist. Prof., Institute of Innovative Research, Tokyo Institute of Technology, Ph.D.

Visiting Research Fellow, Building Research Institute, Dr.Eng.

そこで本論文では、筆者らが提案した評価法を振動台実験の実験結果に適用してその使用妥当性を検証する。

2. 変形性能の異なる部材を含む架構の耐震性能残存率の評価法

筆者らは、曲げ破壊型連層耐震壁を有するラーメン架構の耐震性能残存率 R を推定するための略算法を文献⁹⁾で提案した。その要点を以下にまとめる。最初に、対象架構の支配破壊モードを決定し、次に、判定された破壊モードに基づき、提案した方法で耐震性能残存率 R を算出する(以下、 R_p とする)。

2.1. 支配破壊モードの判定

RC 建物は、腰壁や垂れ壁、耐震壁などで変形性能の異なる部材が混在する架構となることが多い。例えば、柱梁と耐震壁で構成される混在型架構の場合、構造物の安全限界状態として、Fig. 2 に示すように、柱梁破壊と耐震壁破壊に対応する 2 つの異なる限界点が候補となる。このような場合、架構全体の安全限界状態は、2 つの終局限界点のうち、そこに応答が達するためにより大きな地震入力を必要とする点として定義され、終局限界に到達する構造要素を架構の耐震性能を支配する要素と考え、支配破壊モードとする。Fig. 2-a) に示す応答(柱梁破壊点よりも耐震壁破壊点の入力地震が大きい応答)となる架構の場合、耐震壁はフレームよりも高い耐震性能があると想定される。したがって、この構造は耐震壁支配破壊型であると考えられる。一方、Fig. 2-b) となる(耐震壁破壊点よりも柱梁破壊点の入力地震が大きい)架構の場合、耐震壁の破壊に比べて柱梁の破壊に達するために大きな地震が必要となる。したがって、耐震壁が終局に達しても、柱梁は地震力に耐えることができ、柱梁の終局点が架構全体の安全限界であると考えられる(柱梁支配破壊型)。この場合の安全限界は終局点に達する応答をもたらず保有耐震性能指標 α (「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」⁵⁾)から定義される。保有耐震性能指標 α は、架構の性能曲線の終局点を通する 5%減衰応答加速度スペクトルの強度と、5%減衰設計要求スペクトル(建設省告示第 1457 号⁶⁾)の強度との比として定義される。性能曲線は、構造物の層せん断力-層間変形関係を、等価 1 質点系に縮約することによって得られる。本研究では、耐震壁破壊後(すなわち、柱梁のみの応答)の構造物の性能曲線を得るために、ハオら⁷⁾が提案した方法を用い、壁破壊による強度の低下を耐震壁の壁脚要素をピンとしてモデル化し、複数回の荷重増分解析を行い耐震壁終局後の架構の応答を再現した。

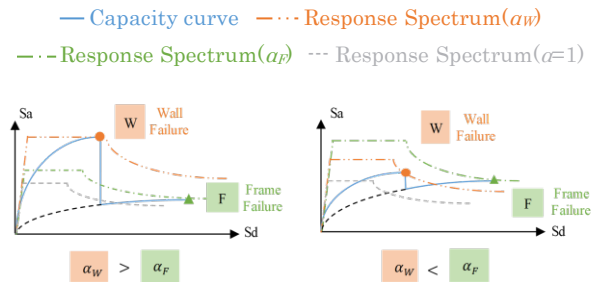
性能曲線のうち、耐震壁部材又は柱梁部材が終局変形に達する点を、Fig. 2 に示すように、壁破壊点 (W) 及び柱梁破壊点 (F) とし、W 点の保有耐震性能指標 α_w が F 点の保有耐震性能指標 α_f より大きい場合には、安全限界は W 点となり、支配的破壊モードは耐震壁支配破壊型と判断する。同様に、 α_f が α_w よりも大きい場合には、安全限界は点 F となり、支配破壊モードは柱梁支配破壊型と判定される。

2.2. 耐震性能低減係数 η_w

文献⁹⁾で筆者らが提案した方法では、現行基準で用いられている耐震性能低減係数 η に代わり新しい耐震性能低減係数 η_w (Table 2)を用いる。伊藤⁸⁾らは曲げ破壊する柱部材の静的載荷実験の結果に基づいて各損傷度の損傷を受けた部材の構造性能の低減係数を強度 (η_b)、変形 (η_d) および減衰 (η_h) のそれぞれの低減から算出した。

Table 1 Seismic performance reduction coefficient η^1 .

Level	Column	Flexural Wall	Shear Wall	Beam
I	0.95	0.95	0.95	0.95
II	0.75	0.7	0.6	0.75
III	0.5	0.4	0.3	0.5
IV	0.2	0.1	0	0.2
V	0	0	0	0



(a) Wall dominant mode (b) Frame dominant mode

Fig. 2 Criteria for determining the dominant failure mode.

Table 2 Revised seismic performance reduction factors used for columns, beams and walls^{8) 9)}.

Level	Strength	Deformation capacity	Damping	Energy
	η_b	η_d	η_h	η_w
I	1.00	1.00	0.95	0.95
II	1.00	0.95	0.80	0.76
III	1.00	0.85	0.75	0.64
IV	0.60	0.75	0.70	0.32
V	0	0	0	0

ハオら⁷⁾はこの低減係数 η_b , η_d , η_h を用いて部材の耐力・変形能力・減衰により推定できる履歴吸収エネルギー W_i に基づき、部材の耐震性能低減係数 η_w を W_i と損傷後に期待出来る履歴吸収エネルギー ${}_D W_i$ の比と定義した。そこで、式(2)を用いて損傷部材の耐震性能低減係数 η_w を算出した。

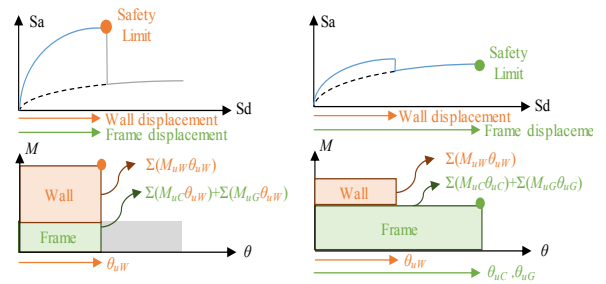
$$\eta_w = {}_D W_i / W_i = \eta_b \times \eta_d \times \eta_h \quad (2)$$

2.3. 提案略算法による耐震性能残存率の計算

現行基準¹⁾と同様に、 R を吸収される内力仕事の残存率と定義する。ただし、各構造部材の異なる変形能力を考慮するように修正する。一般的に、曲げ変形する部材が終局限界までに吸収するエネルギーは、部材の終局モーメントと終局変形角の積として推定される。そして、部材の残留エネルギーは、無損傷部材の吸収可能エネルギーと提案した耐震性能低減係数の積である。これから、柱梁と耐震壁が混在した架構の耐震性能残存率 R_p の算定式を式(3)に示す。ここで、塑性ヒンジの回転角 θ_u は、耐震壁と柱梁の変形能力の差を考慮したものであり、各部材の残存耐震性能に対する寄与係数と位置付けられ、以下に説明する。(1)式と同様に、添え字 W, C, および G は、それぞれ壁、柱、および梁に対応する。

$$R_p = \frac{\sum(\eta_{wc}M_{uc}\theta_{uc}) + \sum(\eta_{wg}M_{ug}\theta_{ug}) + \sum(\eta_{ww}M_{uw}\theta_{uw})}{\sum(M_{uc}\theta_{uc}) + \sum(M_{ug}\theta_{ug}) + \sum(M_{uw}\theta_{uw})} \quad (3)$$

提案する方法において Fig. 3 に示すように、 θ_u の値は支配的破壊モードによって変化する。耐震壁支配破壊型の場合、耐震壁破壊点が架構全体の安全限界となり、 $\theta_{uc} = \theta_{ug} = \theta_{uw}$ となる。つまり、式(3) はモーメント耐力のみの比に単純化され、式(1)と同じ評価法となる。柱梁破壊が支配的な場合、耐震壁部材が終局変形に達した後でも柱梁の耐力が架構全体を十分に支えることができると考えられる。したがって、式(3)で、各部材 $\theta_{uw}, \theta_{uc}, \theta_{ug}$ のそれぞれの終局変形角を用いて、それぞれの要素の吸収エネルギーを算出する。



(a) Wall dominant mode (b) Frame dominant mode
Fig. 3 Energy balance of the structure based on dominant failure mode.

3. RC 造 4 層縮小試験体の振動台実験概要

現行基準法と提案法の妥当性を検証するために、東北大学と大林組の共同研究で 2019 年に振動台試験を実施した⁴⁹⁾。試験体は、1/4 スケールで構築した連層耐震壁付ラーメン架構で、4 層の建物である。主要な設計パラメータとして、X 方向では耐震壁支配破壊型、Y 方向では柱梁支配破壊型となるように、耐震壁と柱梁の耐力の負担割合を、X 方向で 2:1、Y 方向で 1:2 となるように変化させた。Fig. 4 に試験体の外観を、Fig. 5 に平面図と立面図を示す。各部材の断面の詳細を Table 3 にまとめた。

試験体の総重量は 30 トン、各階重量は均等とし、コンクリート強度 F_c は $30\text{[N/mm}^2\text{]}$ とした。架構は、法令の耐震設計規定¹⁰⁾に基づく地震層せん断力分布 (Ai) を用いて設計し、確実に曲げ降伏型の全体崩壊形とするため柱梁の曲げ耐力比は、梁の曲げ耐力にスラブを考慮しない場合で 1.5 以上を確保した。耐震壁は、配筋等の施工性を考慮して、柱型を設けない矩形断面とした。また、スラブは厚さ 70mm とし、D4 の鉄筋を使用したダブル配筋 (X 方向 80mm ピッチ、Y 方向 60mm ピッチ) とした。



Fig. 4 Photo of specimen.

4. RC4 層振動台実験の加振計画

試験体の X、Y 両方向の加振に用いた地震波は、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⁶⁾に適合する人工地震波とし、位相は、1995 年の兵庫県南部地震における JMA 神戸波 (X 方向は NS 位相、Y 方向は EW 位相) を用いた。加速度記録の時刻歴を Fig. 6 に、5%減衰加速度応答スペクトルを Fig. 7 に示す。Table 4 に示すように、合計 9 回の加振を行った。また、1~7 回目の加振は水平 2 方向の加振とし、8,9 回目の加振は X 方向の 1 軸加振とした。

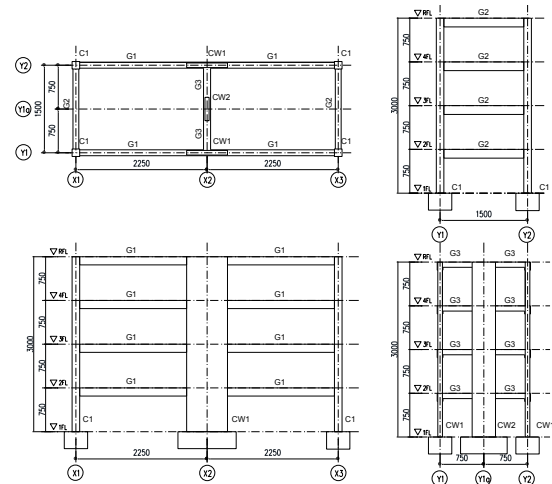


Fig. 5 Drawing of specimen.

Table 3 Structural member cross-section details.

Name	C1	CW1	CW2	G1	G2	G3
Detail						
Size	130×130	80×700	70×400	100×140	100×150	120×90
Main bar	6-D10 (SD345)	24-D10 (SD345)	8-D13+6-D6 (SD390+SD345)	6-D6 (SD345)	8-D6 (SD345)	4-D6 (SD345)
Hoop/Stirrup	D4@60 (SD295A)	D4@60 (SD295A)	D4@100(中子 D4@50) (SD295A)	D4@60 (SD295A)	D4@60 (SD295A)	D6@30 (SD345)

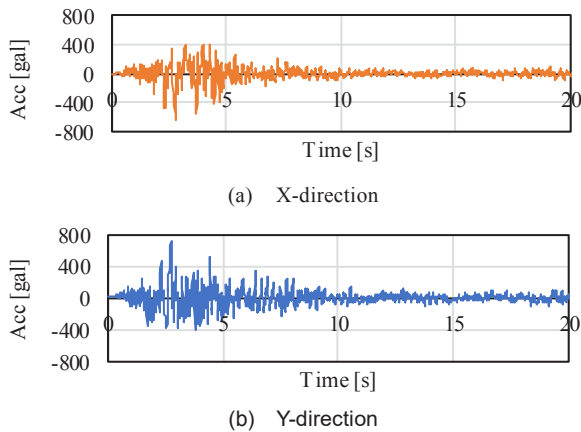


Fig. 6 The acceleration record time history

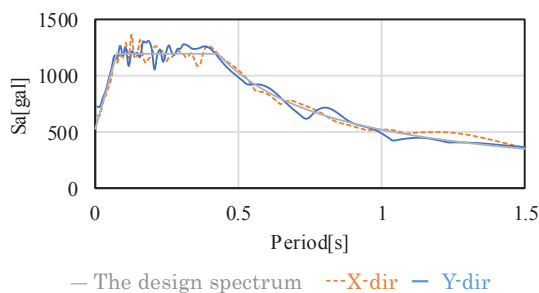


Fig. 7 The 5%-damped acceleration response spectra of Japanese Notification and the input ground motion.

5. 縮小試験体の事前解析結果

弾塑性解析ソフト SNAP ver.7¹¹⁾を用いて試験体のフレームモデルの荷重増分解析を行った。架構の性能曲線は、荷重増分解析により得られた層せん断力-層間変形関係を等価 1 自由度系に縮約することにより算出した。

架構のモデル化は Fig. 8 に示す単軸ばねモデルを用い、曲げパネの復元力特性は Fig. 9 に示すトリリニア型とした。また、せん断パネは、耐震壁のみトリリニア型とした。試験体は曲げ降伏型の全体崩壊形に設計されているため、他のすべてのせん断ばねと軸ばねは弾性とした。「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」¹²⁾に基づき材料実験結果から曲げ剛性、曲げひび割れ強度、曲げ降伏強度、降伏変形角、終局変形角を計算した、結果を Table 5 に示す。なお、部材の終局変形角は、文献¹²⁾の式で計算される(変形に応じて低下する)せん断強度が、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¹³⁾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¹³⁾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、本研究では、当該変形角を各部材の終局変形角とみなすこととした。梁に対するスラブの有効幅は、当該梁方向のスパンの長さの 0.5 倍であると仮定して曲げ剛性及び曲げ耐力を計算し、値は上

Table 4 List of excitations used in the experiment and their amplification relative to Japanese Notification spectrum⁶⁾.

Case	Wave	Amplification (%)	
		X-direction	Y-direction
Run.1	JMA 1995	20	20
Run.2	(Acceleration response spectrum adjusted to match the Japanese Notification ⁶⁾)	80	60
Run.3		160	100
Run.4		240	150
Run.5		260	170
Run.6		130	100
Run.7		220	120
Run.8		220	-
Run.9		260	-

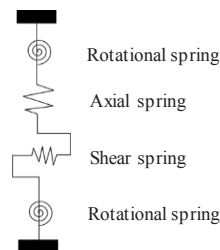


Fig. 8 Member spring model.

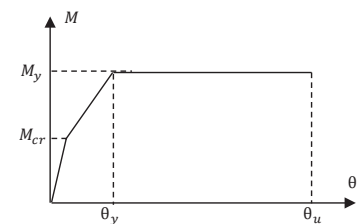
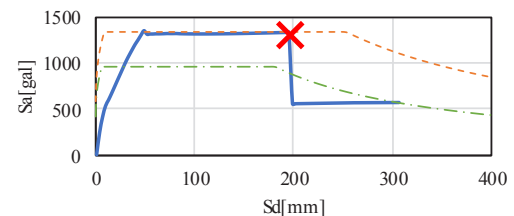
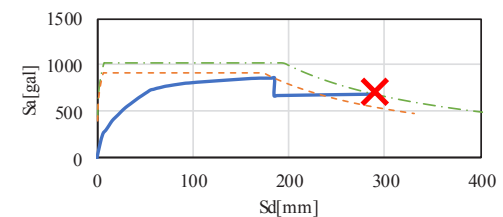


Fig. 9 Trilinear rotational moment spring model.

— Capacity spectrum curve --- Wall failure demand spectrum
 --- Frame failure demand spectrum
 × Ultimate point



(a) X-direction



(b) Y-direction

Fig. 10 Capacity spectrum and demand spectrum curves for the structure from pushover analysis.

端引張側と下端引張側の平均とした。これは、X 方向ではスラブの全幅が梁に寄与し、Y 方向では 67%が梁に寄与する仮定である。最後に、建物全体の安全限界状態は、耐震壁または柱梁部材のいずれかがその終局変形に達する状態として定義した。

耐震壁が終局変形に達した後、続いて、耐震壁の壁脚をピン接合

Table 5 Calculated moment and deformation angle values used in the frame analysis.

		Crack moment	Yield moment	Yield deformation angle	Ultimate deformation angle
		M_{cr} [kNm]	M_y [kNm]	θ_y [rad]	θ_u [rad]
X-dir.	C1	2.20	7.01	0.0045	0.0448
	CW1	34.6	184.9	0.0017	0.0213
	CW2	1.78	15.1	0.0203	-
	G1	3.86	7.19	0.0048	0.0471
Y-dir.	C1	2.21	9.55	0.0052	0.0409
	CW1	3.90	21.0	0.0105	0.0434
	CW2	11.1	89.2	0.0032	0.0221
	G2	4.48	10.4	0.0040	0.0427
	G3	2.45	3.95	0.0018	0.0238

として(すなわち、曲げ耐力が完全に低下していると仮定して)モデル化し、もう一度荷重増分解析を実施した。Fig. 10 に架構全体の性能曲線と耐震壁と柱梁の各終局点に対応する応答スペクトルを示す。ここで、1 質点系に縮約する際には告示の応答スペクトル θ との比較のため変形を 4 倍した。解析結果から 2.1.節で述べた方法を用いて安全限界を評価すると X 方向の安全限界は耐震壁終局点で、耐震壁支配破壊型、Y 方向の安全限界は柱梁終局点で、柱梁支配破壊型と判定された。Fig.10 に架構の安全限界点を×印で示す。

6. 実験結果

各加振の頂部水平変形とベースシア関係を、荷重増分解析の結果と共に Fig. 11 に示す。試験体の最大耐力が事前解析より X 方向で解析値の 126%、Y 方向で 144%と高かった。また、事前解析では耐震壁が終局限界に達した後耐力低下を起す想定であったが、X 方向の耐震壁の変形能力が想定よりも高く、柱梁の終局限界となる変形に至っても耐震壁の耐力低下はほとんど見られず、壁の終局点と柱・梁フレームの終局点に明確な差が見られなかった。

最終加振後に各部材で観察した損傷を Fig. 12 に示す。試験体の X、Y 方向の挙動は、Run 1 (X:20%;Y:20%)、Run 2 (X:80%;Y:60%)ともほぼ弾性範囲内であった。Run 3 (X:160%;Y:100%)ではせん断ひび割れと曲げひび割れが明確に発生し、Run 4 (X:240%;Y:150%)後には各梁、1 階柱、耐震壁で鉄筋の降伏がみられ、全体崩壊系のメカニズムが形成された。Run 5 (X:260%;Y:170%)後、試験体の変形が大きく増加し、コンクリートの剥落が 1 階の柱と耐震壁で観察された。Run 6 (X:130%;Y:100%)後には新たに大きな損傷は見られなかったが、Run 7 (X:220%;Y:120%)後には各部材で損傷が大きくなり、Run 9 (X:260%)後には 1 階耐震壁で鉄筋の座屈、1 階柱でコンクリートに大きな剥落、各階の梁に大きなひび割れ (~3.5 mm) が見られた。X 方向では、1 階柱脚(C 1;Fig. 12 (a))、各階梁端(G 1;Fig. 12 (d))、および 1 階耐震壁脚(CW 1;Fig. 12 (b))が、塑性ヒンジを形成していた。Y 方向の 1 階柱脚(C 1;Fig. 12 (a))と各階梁端(G 2、G 3)も塑性ヒンジを形成したが、1 階耐震壁(CW 2;Fig. 12 (c))はせん断破壊した。しかし、CW 2 の主筋は降伏しており、各層に一様に変形が分布していたことから、CW 2 は曲げ降伏直後にせん断破壊し、試験体全体の崩壊機構は X 方向および Y 方向の両方で梁曲げ降伏型の全体崩壊形であると考えられる。

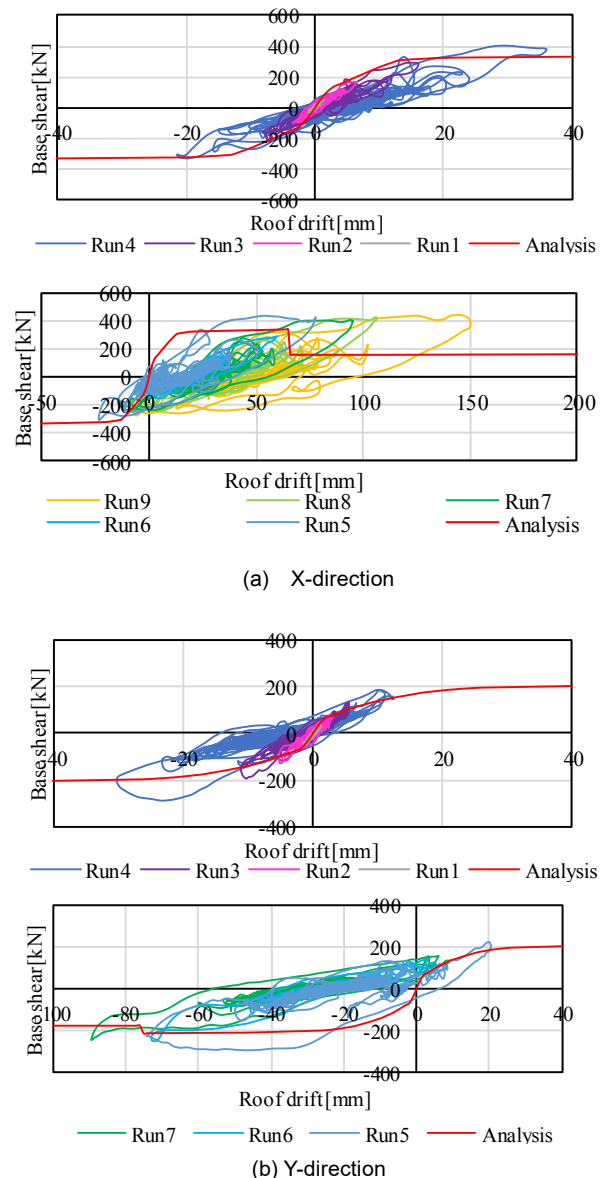


Fig. 11 The relationship between horizontal roof drift and base shear of the experiment.

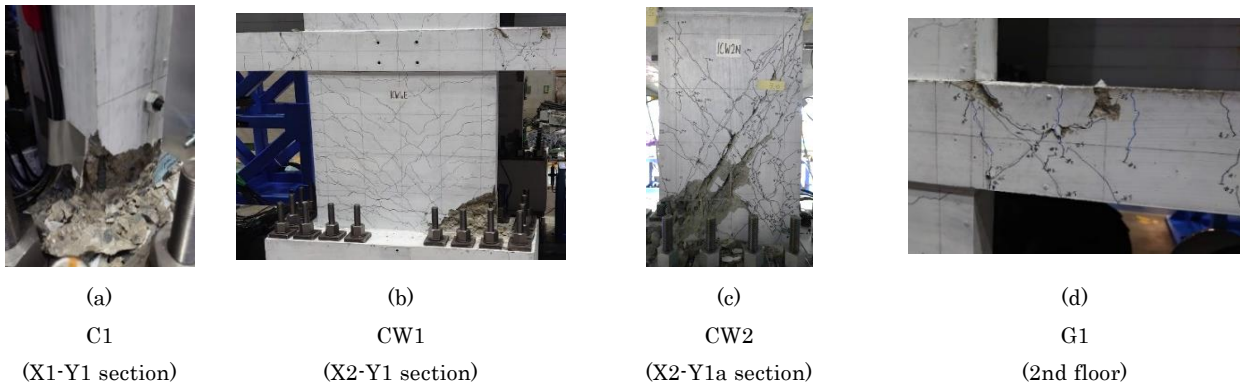


Fig. 12 Typical damage observed in each member after Run 9.

Table 6 Damage level of structure following Run 3, Run 4 and Run 5 as evaluated using the JBDPA¹⁾ methodology.

	Y-1	Y-2	X-1	X-2	X-3
Run3					
Run4					
Run5					

Table 7 Results of α and evaluation of dominant mode based on analytical and experimental results

dir	Data	α_w (Wall Failure)	α_F (Frame Failure)	Dominant mode
X	Analysis	2.27	1.63	Wall
	Experiment	2.60(Run5)	2.60(Run9)	Wall
Y	Analysis	1.55	1.74	Frame
	Experiment	1.70(Run5)	1.20(Run7)	Wall

三浦、藤田らは、文献⁴⁾で本実験における支配破壊モードを評価した。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加振(RunW とする)とその1つ前の加振(RunW-1 とする)の応答の間に耐震壁の破壊点があると判断し、耐震壁破壊に基づく保有耐震性能指標 $e\alpha_w$ を耐震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た。次に、加振後の損傷観察において柱または梁の破壊が初めて確認された加振(RunF とする)とその1つ前の加振(RunF-1 とする)の応答の間に柱梁の破壊点があると判断し、柱梁破壊に基づく保有耐震性能指標 $e\alpha_F$ を耐震壁破壊点以降で柱梁が終局変形に達する以前の加振(RunW ~ RunF-1)における最大入力倍率として求めた。実際に架構の破壊形式及び安全限界を評価した結果を Table 7 に示す。X 方向では $e\alpha_w$ は Run5 の入力倍率 2.60、 $e\alpha_F$ は Run9 の入力倍率 2.60 となり 2 つの値は等しくなるが実験結果において Run9 まで耐震壁の耐力低下がみられないことから耐震壁支配破壊型と判定され、解析結果に基づく評価と一致した。しかし、Y 方向は、 $e\alpha_w$ は Run5 の入力倍率 1.70、 $e\alpha_F$ は Run7 の入力倍率 1.20 とすると実験結果では架構の破壊モードは耐震壁支配破壊型となり、耐震壁終局点が安全限界とな

る評価結果となった。なお、Run7 の実験時に入力加振倍率($e\alpha_F$)を大きくした場合に $e\alpha_F$ が $e\alpha_w$ を上回ることも考えられるが、解析的検討によると、Run7 で入力加振倍率を Run5 と同じ 1.7 倍とした際には試験体が安全限界を超える結果になったため、耐震壁支配破壊型であるという判断は妥当であると考えられる。検討の詳細は付録 2 に示す。これは、解析に基づく評価とは異なる結果であり、その原因として、複数回の加振による柱梁の累積損傷によって、耐震壁終局点以降の架構の耐震性能が低下したことがあげられる。

各加振に対して、被災度区分判定基準¹⁾に規定された5つのレベルに基づき、各部材の損傷度を判定した。なお、縮小試験体のため各損傷におけるひび割れ幅が寸法効果に影響を受けることを考慮し、ひび割れ幅による評価は参考程度として部材の損傷の様子を文献¹⁾の損傷度分類の目安における損傷内容と照らし合わせて損傷度を評価した。Table 6に、Run 3(ひび割れ始め)、Run 4(降伏点)、Run 5(大きな損傷)の損傷度を示す。耐震性能残存率の比較検討は、特徴的な損傷である上記の3つの損傷状態に対して評価を行った。

7. 耐震性能残存率の評価

7.1. 振動台実験結果を用いた耐震性能残存率の検証

2章で説明した変形性能の異なる部材を含む架構の耐震性能残存率の略算評価法について実験結果を用いて検証する。前田ら¹⁴⁾は、耐震性能残存率 R を Fig. 13(a)に示すように無損傷と損傷後の架構が安全限界状態に至る地震動の大きさの比率とし、式(4)で定義した。

$$R = \frac{\text{損傷後建物が安全限界に至る地震動の大きさ}}{\text{損傷前建物が安全限界に至る地震動の大きさ}} \quad (4)$$

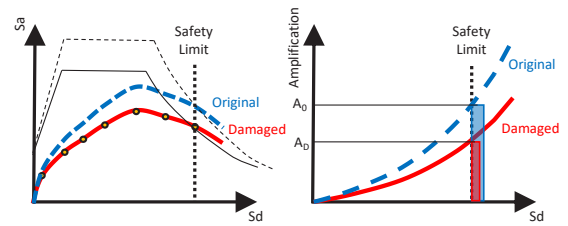
本研究の振動台実験では各 Run で入力加振倍率の異なる同一地震波形の地震波を用いて加振したことから、式(4)の地震動の大きさを入力加振倍率で評価することとした。更に、式(4)の定義に対し、本研究の実験では1つの試験体に対して、漸増する地震動を繰り返し入力して加振しているため、各 Run における損傷状態から次の加振で直接安全限界に至るような実験結果は得られていない。そこで、Fig. 13(b)に示すように式(4)の安全限界をそれ以前の限界状態の任意の変形 d_{N+1} に読み替えて適用するという新しい考え方を導入した。これは、使用限界状態や修復限界状態といった終局限界状態より手前の応答レベルでの残存耐震性能の評価にもつながる新たな概念である。応答が弾性域の小さい領域では、安全限界に基づいて算定した耐震性能残存率 R の値との差が大きくなると考えられるため、応答が降伏メカニズム前の範囲にとどまる Run1, 2 の R は算出しなかった。以上のことから式(4)の定義を式(5)と変えて実験結果に適用した。

$$R_e = \frac{\text{損傷後建物が変形}d_{N+1}\text{に至る入力加振倍率}}{\text{損傷前建物が変形}d_{N+1}\text{に至る入力加振倍率}} = \frac{A_D}{A_0} \quad (5)$$

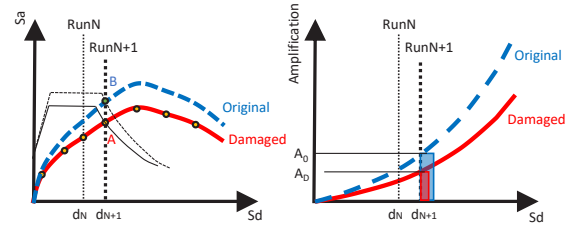
ここで、無損傷の架構、及び、損傷後の架構が最大応答変形 d_{N+1} に到達する入力加振倍率をそれぞれ A_0 および A_D とする。 R_e は損傷後建物の入力倍率 A_D が小さくなると低下するが、その要因としては、無損傷建物に比べて損傷後建物は加振前(直前の Run 終了時)において残留変形が発生していること、及び、等価粘性減衰(履歴吸収エネルギー)が小さくなっているために耐震性能が低下していること等が考えられる。

式(5)の損傷後建物の入力加振倍率は実験結果から得る。RunN の R を算出する際は、Run1~RunN までの損傷を受けた建物の応答を示す実験結果は Run(N+1)の加振の実験結果 (Fig.13(b)中の A 点) であるとし Run(N+1)の入力加振倍率を A_D 、基準となる変形を d_{N+1} とした。

式(5)の損傷前建物の入力加振倍率は、上述の内容と同じ考え方をすると1回の加振で Run(N+1)の応答変形 d_{N+1} に達する倍率に相当する (Fig.13(b)中の B 点) が、実験では Run(N+1)以前にも加振を行っており、実験結果からは当該入力倍率を得ることが出来ない。



(a) Safety Limit standard



(b) d_{N+1} standard

Fig. 13 Methodology for determining residual seismic capacity ratio using experimental data and numerical modelling.

Table 8 Calculation results of R_e

dir	Run	A_0	A_D	R_e
X	Run3	2.49	2.40	0.96
	Run4	2.90	2.60	0.90
	Run5	3.07	2.20	0.72
Y	Run3	1.55	1.50	0.97
	Run4	2.15	1.70	0.79
	Run5	2.22	1.20	0.54

そこで、損傷前建物の入力加振倍率の算出には実験結果をよく再現する解析モデルを用いることとし、田畑ら¹⁵⁾が作成した解析モデルを用いて求めることで代用した。実験結果を再現する解析モデルの詳細については付録1を参照されたい。

7.2. 耐震性能残存率評価法の適用

7.1に示した方法に基づき、RunN の損傷状態における耐震性能残存率 R_e を算出する手順を以下にまとめる。

- 1) Run(N+1)の実験結果における最大応答変形を d_{N+1} とし、その時(実験結果の Run(N+1))の入力加振倍率を A_D とする。
- 2) 実験結果をよく再現する解析モデルに対して1回の地震波入力で、最大応答変形が d_{N+1} となるような入力加振倍率を地震応答解析によって算出し A_0 とする。
- 3) 実験結果による耐震性能残存率 R_e を式(5)によって算出する。

算出に使用した入力加振倍率と R_e を Table 8 に示す。

7.3. 算出結果

1章で述べた現行基準の耐震性能残存率 R_{JBDPA} ¹⁾ (部材の変形を一定と仮定)、および、2章で述べた筆者らが部材変形能力の違いを考慮できるように提案した略算法の耐震性能残存率 R_p を、正解値と考えられる振動実験結果から求めた耐震性能残存率 R_e と比較することで、略算による推定精度を評価する。提案略算法に使用する支配破壊モードは Table 7 の実験結果に基づき、X, Y 両方向で耐震

壁支配破壊型とした。Fig. 14に、各評価方法に基づく耐震性能残存率の計算結果のまとめを示す。略算法 R_{JBDPA} と R_p は Run1~Run9 で計算し、実験値（正解） R_e は Run3~Run5 に対して算出した。

現行基準の耐震性能残存率 R_{JBDPA} は、X、Y 両方向で、実験値の耐震性能残存率 R_e を安全側に推定していることが分かる。Fig. 14(b)に示すように Y 方向は、略算値 R_{JBDPA} と正解値 R_e の差が小さいのに対し、Fig. 14(a)に示すように、X 方向では、 R_{JBDPA} の推定誤差は Run 3, Run 4, Run5 と変形（損傷）が大きくなるにしたがい 0.4%、15%、50%と大きくなった。

次に、筆者らが提案した略算法においても、X、Y 両方向で正解値 R_e を安全側に評価できる傾向が同様であり、Y 方向はよく一致している。X 方向の誤差は、Run3, Run4, Run5 でそれぞれ、0.4%と 5.2%、30%と、現行基準の略算法よりも誤差が小さくなった。

X 方向において R_{JBDPA} 、 R_p 共に正解値との誤差が大きくなった理由として、実験において耐震壁(CW1)が設計での終局変形をこえても耐力低下せず、予想以上に靱性のある性状を示したことがあげられる。Run5 の損傷状態において耐震壁(CW1)は損傷度がIVに達しており、その場合略算法ではそれぞれ $\eta=0.1$ 、及び $\eta_w=0.32$ と損傷による構造性能の低減が大きいが、実験結果ではそのような損傷を受けても耐力低下はそれほど顕著ではなかった。 R_{JBDPA} に比べて R_p の方が正解値の推定誤差が小さいのは耐震壁の性能低減係数が η より η_w の方が大きく性能の低減を小さめに評価していたためである。実験結果では耐震壁(CW1)の耐力の低下はほとんど見られなかったのに対し、提案する略算評価法において Table 2 の耐力の低減係数 η_b は損傷度がIVを超えると 1 より小さくなり、損傷が増えると耐力が低下するという想定をしている。そのため、耐震壁(CW1)が損傷度IVとなった Run5 では推定誤差が大きくなったと考えられる。このことを示すため、式(2)において損傷度IVの場合の計算を $\eta_b=1$ (損傷による耐力の低下はしない)と仮定すると $\eta_w=0.53$ となる。そこから R_p を算出すると 0.62 となり、正解値の推定誤差が 13%まで小さくなる。

現行基準の低減係数 η は、部材の種類や破壊モードの区別がなされているが耐力・減衰・変形の性能低下の区別はしていない。対して、低減係数 η_w は耐力・減衰・変形の性能低下の区別がなされているが、部材種類や破壊モードの区別は不十分であるという課題がある。それらの課題を踏まえて、部材の種類や破壊モードごとに、耐力・減衰・変形の性能低下の度合いを正確に評価できる耐震性能低減係数 η と、本研究で提案した耐震性能残存率 R の略算法を組み合わせることで、推定誤差が小さく実用的な耐震性能残存率の評価が可能になると考える。

8. まとめ

異なる変形能力を持つ部材が混在する架構である連層耐震壁を有するラーメン架構の耐震性能残存率を正確に評価するために、筆者ら³⁾は架構の支配破壊モードと各部材のエネルギー吸収履歴による残存耐力を推定できる計算法を提案した。提案した略算法の評価の妥当性を検証するため、4層架構の縮小試験体の振動台実験の結果を用いて計算した耐震性能残存率と比較した。主な所見は以下の通りである。

1. 現行基準と提案略算法の両方で実験結果から算出された耐震

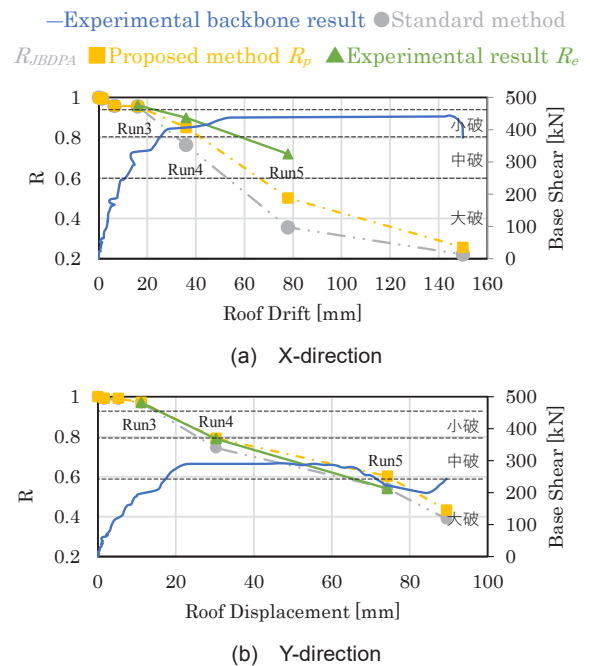


Fig. 14 Residual seismic capacity ratio calculated using the JBDPA Guidelines and the proposed evaluation method compared to experimental residual capacity ratio.

性能残存率の一般的な傾向を捉えることができた。

2. X 方向では、被災度が大破程度の Run5 までの加振において提案略算法によって算出された耐震性能残存率は現行基準よりも実験結果を精度よく推定した。Y 方向では提案略算法と現行基準の推定誤差が同程度でありどちらも精度よく推定した。
3. 部材の耐震性能低減係数について、耐力・減衰・変形の性能低下の区別に加えて純曲げ破壊、曲げ降伏後せん断破壊、純せん断破壊等細かい破壊形式に分類し、低減係数を設定するとより精度の良い評価ができると考えられる。
4. 今回対象とした試験体は、X 方向、Y 方向ともに耐震壁支配破壊型の架構で、耐震壁の破壊後の耐力低下（性能低下）が比較的小さい架構であるが、本論文によって、そうした架構における耐震性能残存率評価法（提案手法）の妥当性が検証できた。今後の課題として、提案評価法において柱梁支配破壊型となる架構、あるいは耐震壁支配型で耐震壁が破壊後に急激に耐力低下する架構についても検討をしていく必要がある。

付録 1

7.1 節に示した実験結果をよく再現するモデルについては、文献¹⁵⁾で田畑らが作成した解析モデルを用いる。田畑らは各 Run に対して修正解析モデル作成し、文献¹⁵⁾では一例として、Run3 までの結果から作成した修正モデルを取り上げて実験結果を再現する精度を検証した。本論文では各 Run まで(Run1, Run1-2...Run1-9)の結果に合わせて復元力特性を修正した解析モデルと、各 Run の実験結果の応答との誤差を計算し、その誤差が最も小さいものが最も実験結果を再現出来るモデルとして、 R_e の算定に使用することとした。

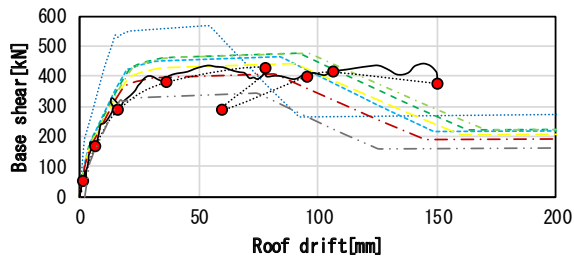
文献¹⁵⁾で作成された各 Run まで(Run1, Run1-2...Run1-9)の結果に合わせて復元力特性を修正した解析モデルを荷重増分解析した

結果と実験結果の荷重変形関係を Fig. 15 に示す。Fig. 15 から X 方向の実験結果を最もよく再現できるモデルを Run1~5 の実験結果を使用したモデル(Run1-5 モデル)、Y 方向の実験結果を最もよく再現できるモデルを Run1~6 の実験結果を使用したモデル(Run1-6 モデル)とした。決定したモデルに対して、実験時に使用したのと同じ加振ケースを用いて Run1~Run9 まで連続で応答解析した。Fig. 16 に各 Run における最大応答変形の絶対値を実験値と比較したものを示す。各 Run の最大応答変形と実験値との相対誤差は X 方向で-15~15%。Y 方向で-42%~9.3%と、どちらも実験結果を再現するには許容できる誤差として、以上の解析モデルを使用することとした。

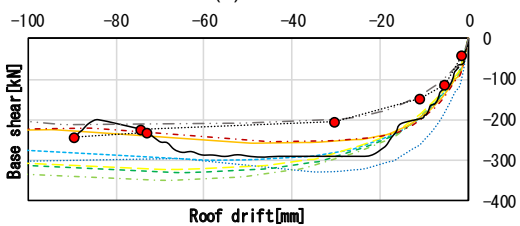
付録 2

6 章の試験体の支配破壊モードを判定するために用いる $e\alpha_W$ と $e\alpha_F$ の関係について、Y 方向の Run7 の実験時に入力加振倍率($e\alpha_F$) を大きくした場合に $e\alpha_F$ が $e\alpha_W$ を上回らないことを解析的検討を用いて示す。

付録 1 に示した Y 方向の Run1-6 モデルを用いて、Run1~Run6 までは実験時に使用したのと同じ加振ケース、Run7 では入力加振倍率を $e\alpha_W$ と同じとなる Run5 の倍率(170%)を用いて連続入力の地震応答解析を行った。加振ケースを Table 9 に示す。解析結果の各部材の最大変形角と Table 5 の部材の終局変形角を Fig. 17 に示す。すべての柱、梁の解析結果の変形角が想定していた終局変形角を超えていることから、この加振ケースでは柱梁破壊点の終局限界を過ぎていることとなる。つまり、柱梁破壊点の終局限界に至る入力加振倍率 $e\alpha_F$ は、耐震壁破壊点の入力加振倍率 $e\alpha_W$ (Run5 の加振倍率)よりも小さいこととなり、Y 方向では $e\alpha_F$ が $e\alpha_W$ を上回らないと考えられる。



(a) X-direction



(b) Y-direction

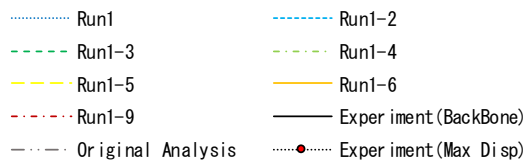
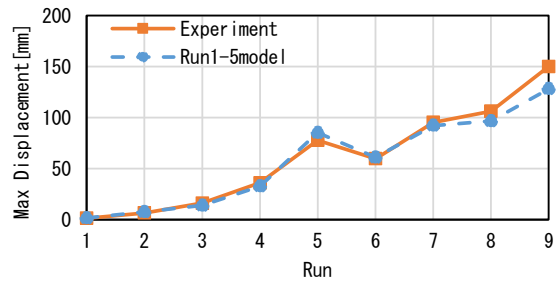
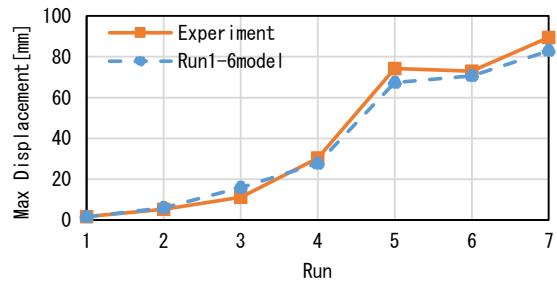


Fig. 15 Comparison of pushover analysis between experimental results and results of modified model



(a) X-direction



(b) Y-direction

Fig. 16 Comparison of dynamic analysis between experimental results and results of modified model.

Table 9 List of excitations used in the additional analysis.

Case	Wave	Amplification (%)	
		Experiment	Additional Analysis
Run.1	JMA 1995	20	20
Run.2	Kobe	60	60
Run.3	(Acceleration response spectrum is	100	100
Run.4		150	150
Run.5	Japanese	170	170
Run.6	Notification ⁶⁾	100	100
Run.7		120	170

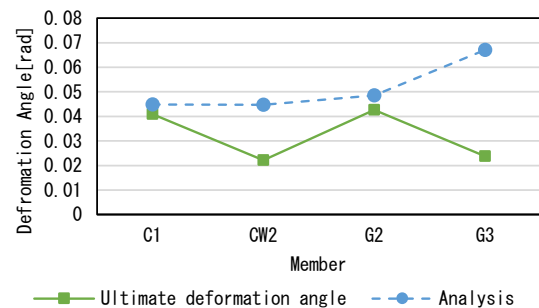


Fig. 17 Comparison between ultimate deformation angle and analytical results of modified model.

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(株)大林組の共同研究で実施されたものです。また、実験の実施では、科学技術振興機構・産学共創プラットフォーム共同研究推進プログラム(JPMJOP1723)「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」(領域統括:吉敷祥一・東京工業大学准教授)の支援を受けました。関連する研究にご尽力いただきました皆様に感謝を申し上げます。

参考文献

- 1) Japan Building Disaster Prevention Association: Standard for Post-earthquake Damage Level Classification of Buildings, 2016.3 (in Japanese)
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
- 2) Bao, S., Matsukawa, K. and Maeda, M.: An Evaluation Method of Residual Seismic Capacity for RC Buildings with Total Collapse Mechanism, The 13th Japan Earthquake Engineering Symposium, Vol. GO41-Sat-A, pp.3255-3260, 2010.11 (in Japanese)
包蘇榮, 松川和人, 前田匡樹:RC 造梁降伏型全体崩壊形建物の残存耐震性能評価法. 第 13 回日本地震工学シンポジウム, Vol. GO41-Sat-A, pp. 3255-3260, 2010.11
- 3) Fujita, K., Maeda, M. et al., Residual Seismic Capacity Evaluation for RC Frames with Multi-story Flexural Wall, Proceedings of Japan Concrete Institute, Vol.41, No.2, pp.799-804, 2019.7 (in Japanese)
藤田起章, 田畑佑, Alwashali Hamood, 前田匡樹: 曲げ破壊型連層耐震壁を有する RC 造架構の残存耐震性能評価. コンクリート工学年次論文集, Vol. 41, No. 2, pp.799-804, 2019.7
- 4) Miura, K., Fujita, K., Tabata, Y., Maeda, M., Shegay, A. and Yonezawa, K.: Shake-table Test of 4-story Frame-wall RC Structure to Investigate the Collapse Mechanism and Safety Limit, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.86, vol.780, pp.247-257, 2021.2 (in Japanese)
三浦耕太, 藤田起章, 田畑佑, 前田匡樹, Shegay Alex, 米澤健次: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による架構の破壊形式と安全限界の評価. 日本建築学会構造系論文集, 第 86 巻, 第 780 号, pp.247-257, 2021.2
- 5) Architectural Institute of Japan, Guidelines for Performance Evaluation of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings (Draft), 2004 (in Japanese)
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
- 6) Japanese Ministry of Construction: Notiofication No.1457, 2000 (in Japanese).
建設省告示第 1457 号: 損傷限界変位, Td, Bdi, 層間変位, 安全限界変位, Ts, Bsi, Fh 及び Gs を計算する方法並びに屋根ふき材等及び外壁などの構造耐力上の安全を確かめるための構造計算の基準を定める件. 2000
- 7) Hao, L., Jin, K. and Maeda, M.: Residual Seismic Capacity Evaluation for Damaged RC Buildings with Mixed Failure Mode Considering Reduction of Seismic Performance, Proceedings of Japan Concrete Institute, Vol.39, No.2, pp.721-726, 2017.7 (in Japanese)
Linfei HAO, 晋沂雄, 前田匡樹:破壊モード混在型被災 RC 造架構における構造性能低下を考慮した残存耐震性能評価法. コンクリート工学年次論文集, Vol. 39, No. 2, pp.721-726, 2017.7
- 8) Ito, T., Suzuki, Y. and Maeda, M.: Evaluation of Residual Seismic Capacity of Damaged RC Buildings Based on Deterioration of Strength, Deformation and Damping Performance of Damaged Members, the Japan Concrete Institute, Vol 37, No. 2, pp.787-792,2015.7 (in Japanese)
伊藤淑純, 鈴木裕介, 前田匡樹:損傷部材の強度・変形・減衰性能の低下に基づく被災 RC 造建物の残存耐震性能評価. コンクリート工学年次論文集, Vol. 37, No. 2, pp.787-792, 2015.7
- 9) Maeda, M., Fujita, K., Tabata, Y., Miura, K., Shegay, A. and Alwashali, H.: Shake-table Testing of a 4-storey RC Structure to Develop Methods for Damage Evaluation and Seismic Response Prediction of Structures part1 - part5, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-IV, pp. 441-450, 2020.7
前田匡樹, 藤田起章, 田畑佑, 三浦耕太, Shegay Alex, Alwashali Hamood, 関松太郎: 連層耐震壁を有する RC 造建物縮小試験体の振動台実験による被災度評価と応答予測 その1~その5. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-IV, pp. 441-450, 2020.7
- 10) Information Center for Building Administration: Technological Standards Related to Structures of Buildings, 2015.6 (in Japanese)
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
- 11) Kozo System: SNAP.7, 2020
構造システム: SNAP. 7, 2020.
- 12) Architectural Institute of Japan, Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Inelastic Displacement Concept, Japan,1999.9 (in Japanese)
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
- 13) Building Research Institute: Verification of structural characteristic evaluation formula of reinforced concrete structural member using experimental database, building research data, No.175, 2016.11(in Japanese)
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
- 14) Matsukawa, K. and Maeda, M.: Practical Collapse Assessment for Reinforced Concrete Structures Based on Seismic Response Spectrum, NCEE 2014 - 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering : Frontiers of Earthquake Engineering, No. 47., 2014.3
- 15) Tabata, Y., Fujita, K., Miura, K., Maeda, M.: Seismic Response Estimation Methods of RC Buildings Based on Observed Accelerometer Records, the Japan Concrete Institute, Vol. 42, No. 2, pp. 679-684, 2020.7 (in Japanese)
田畑佑, 藤田起章, 三浦耕太, 前田匡樹:加速度センサ記録に基づいた解析モデルの修正による RC 造建物の応答推定手法に関する検討. コンクリート工学年次論文集, Vol. 42, No. 2, p. 679-684, 2020.7

POST-EARTHQUAKE CAPACITY EVALUATION OF RC FRAME STRUCTURES WITH MULTI-STORY FLEXURAL WALLS

Kisho FUJITA^{*1}, *Kota MIURA*^{*2}, *Yu TABATA*^{*3},
Masaki MAEDA^{*4}, *Alex SHEGAY*^{*5} and *Matsutaro SEKI*^{*6}

¹ Obayashi Corporation, M.Eng.

² Researcher, Technical Research Institute, Obayashi Corporation, Dr.Eng.

³ KUME SEKKEI Co., Ltd., M.Eng.

⁴ Prof., Graduate School of Eng., Tohoku Univ., Dr.Eng.

⁵ Assist. Prof., Institute of Innovative Research, Tokyo Institute of Technology, Ph.D.

⁶ Visiting Research Fellow, Building Research Institute, Dr.Eng.

After an earthquake, it is important to evaluate the residual seismic capacity of damaged buildings in order to determine the necessity of repair and retrofit and to make an efficient recovery plan. In this regard, a Japanese guideline developed by the Japan Building Disaster Prevention Association (JBPDA) “Standard for Post-earthquake Damage Level Classification of Buildings 1)” is currently in use in Japan to estimate the residual seismic capacity of structures based on an index named R. The R-index represents the ratio of seismic capacity before and after the earthquake. The R-index calculation is intended to be a simple seismic evaluation method that does not require complicated analysis. However, this simplified method is based on the assumption that the ultimate deformation capacity of all members is the same; thus, it is not practical for assessing dual systems, such as reinforced concrete (RC) buildings containing both moment resisting frames and walls. The main objective of this study is to propose a new evaluation method to determine the R-index for buildings of mixed structure types. The proposed method uses two factors: (i) explicit consideration of different deformation capacities of structural members, θ_u , and (ii) a seismic capacity reduction factor, η_W which considers the hysteretic energy absorption reduction of each structural member based on the observed level of damage. The available JBDPA method and the proposed method are assessed using results obtained from a shake-table test of an RC building.

Firstly, the proposed simplified calculation method is explained in detail. Next, the results from a 1/4 scale 4-story RC frame-wall shaking table test are summarized (conducted jointly by Tohoku University and Obayashi Corporation). The 4-story specimen was designed with different frame and wall strength contributions in the longitudinal and transverse directions to investigate the impact that this has on the evaluation of residual seismic capacity ratio. The RC walls were designed to fail first, followed by the formation of a ‘strong column-weak beam’ frame-sway mechanism. Finally, each simplified calculation method (the proposed method and the existing Japanese guideline method) are applied to the building. The accuracy of the resulting R-index is verified by comparing with the results of the experiment.

In general, the results showed that both methods identified the correct tendency of residual seismic capacity observed from the experimental values. In the longitudinal X-direction, though the proposed method was closer the experimental residual capacity results, both methods were considerably lower than the experimental data as the structure did not shown strength degradation despite extensive wall damage. In the transverse Y-direction the proposed method resulted in a higher residual seismic capacity ratio compared with experimental results. The reason for this being that a flexural failure mode was assumed for the wall in the calculation, whereas a less ductile shear failure was observed in the experiment.

(2020年12月8日原稿受理, 2021年4月13日採用決定)