

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	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
Title(English)	Shake-table test of a 4-story frame-wall RC structure to investigate the collapse mechanism and safety limit
著者(和文)	三浦耕太, 藤田起章, 田畑佑, 前田匡樹, Shegay Alex, 米澤健次
Authors(English)	Kota Miura, Kisho Fujita, Yu Tabata, Masaki Maeda, Alex Shegay, Kenji Yonezawa
出典(和文)	日本建築学会構造系論文集, Vol. 86, Issue 780, pp. 247-257
Citation(English)	Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 86, Issue 780, pp. 247-257
発行日 / Pub. date	2021, 2
権利情報	一般社団法人 日本建築学会

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SHAKE-TABLE TEST OF A 4-STORY FRAME-WALL RC STRUCTURE
TO INVESTIGATE THE COLLAPSE MECHANISM AND SAFETY LIMIT三浦 耕太*¹, 藤田 起章*², 田畑 佑*³,
前田 匡樹*⁴, Alex Shegay*⁵, 米澤 健次*⁶*Kota MIURA, Kisho FUJITA, Yu TABATA,
Masaki MAEDA, Alex SHEGAY and Kenji YONEZAWA*

To investigate an evaluation method of collapse mechanisms and the safety limit of RC buildings, a shake-table test of a 1/4 scale model of a 4-story RC structure with shear walls was carried out. The specimen was designed to exhibit a frame-sway mechanism in both directions. In the test, the first-floor wall failed in flexure in the X-direction as designed; however, the first-floor wall in the Y-direction failed in shear, which did not match the design. Moreover, collapse mechanism and safety limit of the whole frame was discussed comparing the analytical result with the test result.

Keywords : Shake-table Test, RC Building, Safety Limit, Collapse Mechanism, Ultimate Deformation, Multi-story Shear Wall

振動台実験, RC 造建物, 安全限界, 破壊形式, 終局変形, 連層耐震壁

1. はじめに

巨大地震発生時においては、被災した建物の安全性を迅速に判断し、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、建物の破壊形式や安全限界を正確に把握し、被災度を定量的に評価する必要がある。RC 造建物の被災度を定量的に評価する方法として、日本建築防災協会の被災度区分判定基準¹⁾における、耐震性能残存率評価法があるが、同手法では、計算の単純化のため、全ての構造部材（柱、梁、耐震壁）の変形性能が同じであると仮定している。即ち、各部材が同時に終局変形に達し、その時点が架構全体の安全限界であると想定していることとなるが、実構造物は様々な構造部材から構成され、耐震壁と柱梁とでは剛性や変形性能が大きく異なるため、耐震壁の損傷が先行し、柱梁よりも先に終局変形に達することが予想される。そのため、架構全体の安全限界点や破壊形式（耐震壁が支配的となるか柱梁が支配的となるか）は、耐震壁と柱梁の構成割合（応力の負担比率）等によって変わると考えられる。

一方、筆者らによる既往の研究²⁾では、部材の変形性能等の違いを考慮して、耐震性能残存率を評価する手法が提案されている。また、文献³⁾では、変形性能の異なる複数の柱を有する架構の安全限

界の評価法が示されているが、これらの手法は、主に、純ラーメン建物を対象としたものとなっている。

そこで、筆者らは、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³⁾の考えに従って、架構の破壊形式と安全限界を評価する手法を新たに提案した⁴⁾。しかしながら、RC 造の耐震壁付ラーメン建物を対象とした過去の振動台実験^{5),6)}において、架構の破壊形式や安全限界を判断するに至るまで、即ち、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く、提案手法の妥当性については、これまで具体的な検証が行われていなかった。また、崩壊近くまで加振を行った事例⁷⁾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や安全限界については、特に、知見が不足していると言える。

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、架構が崩壊に至る過程を明らかにするとともに、文献⁴⁾における提案手法（架構の破壊形式と安全限界の評価法）の妥当性の検証を行った。

*¹ 大林組技術研究所 研究員・修士(工学)

*² 東北大学大学院工学研究科 大学院生

*³ 久米設計 修士(工学)(元東北大学大学院工学研究科 大学院生)

*⁴ 東北大学大学院工学研究科 教授・博士(工学)

*⁵ 東北大学大学院工学研究科 学術研究員・Ph.D.

*⁶ 大林組技術研究所 首席技師・博士(工学)

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

Grad. Student, Graduate School of Eng., Tohoku Univ.

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

(Former Grad. Student, Graduate School of Eng., Tohoku Univ.)

Prof., Graduate School of Eng., Tohoku Univ., Ph.D.

Research Fellow, Graduate School of Eng., Tohoku Univ., Ph.D.

Senior Engineer, Technical Research Institute, Obayashi Corporation, Ph.D.

2. 解析結果に基づく架構の破壊形式と安全限界の評価方法

2.1 保有耐震性能指標の算定方法

本研究において重要な概念となる、保有耐震性能指標の概念と算定方法を Fig. 1 及び以下に示す。本会「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)」⁸⁾において、保有耐震性能指標は、限界地震動(応答がある点に達する地震の大きさ)の基準地震動(想定される地震の大きさで、本研究では建設省告示 1457 号に規定される第 2 種地盤の応答スペクトルの大きさ(1200gal)とする)に対する比率として定義されており、建物の耐震性能を定量的に評価する指標として用いられている。等価線形化法を用いて保有耐震性能指標を求める場合、限界地震動は、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)上のある点を通るスペクトルの大きさとして定義される。ここで、限界地震動は、建物が弾性的の場合に応答がある限界点に達する地震動の大きさを表しており、塑性化した場合には、履歴減衰による応答低減効果を別途考慮する必要がある。本報では、文献 9)と同様に、基準地震動の応答スペクトルを、履歴減衰の大きさに応じた応答低減率 F_h (1)式)で低減し、等価弾性系の応答値として基準地震動のスペクトルを求める。続いて、求めた基準地震動のスペクトルに対する限界地震動の比率として保有耐震性能指標 α を算定する。この手法では、基準地震動の応答スペクトルを履歴減衰の大きさに応じて低減し、等価弾性系における応答値と限界値の比率(基準地震動と限界地震動のスペクトルの比率)をとることで、建物の保有耐震性能指標を定量的に評価していることとなる。

$$F_h = 1.5 / (1 + 10h) \quad (1)$$

$$h = \Sigma(h_i W_i) / \Sigma W_i \quad (2)$$

$$h_i = 0.05 + 0.25(1 - 1/\sqrt{\mu_i}) \quad (\mu_i \leq 1 \text{ の場合は } h_i = 0.05) \quad (3)$$

h_i, W_i, μ_i : 保有耐震性能指標算定点における各部材の減衰定数, 歪エネルギー, 塑性率

2.2 既往の研究及び本研究における評価法

松川・前田らの研究⁹⁾における安全限界評価法では、性能曲線上の各点において保有耐震性能指標 α を算定し、 α が最大となる点を架構の安全限界と定義している。ここで、保有耐震性能指標は、2.1 に示した手法と同様の考え(等価線形化法)に基づいて算定されている。文献 3)の手法は、入力倍率を漸増させた動的解析に基づく方法等、他の評価手法と良好に対応することが確認されている^{9),10)}。また、Hao・前田らの研究¹¹⁾では、文献 3)の手法を参考に、せん断柱と曲げ柱が混在する架構の破壊形式と安全限界を、略算的に求める手法を提案している。しかしながら、これらの手法^{9),10),11)}はいずれも、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。

そこで筆者らは、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 3)の考えに従って、架構の破壊形式と安全限界を評価する手法を新たに提案した⁴⁾。文献 4)における提案手法(以下提案手法)の概要を Fig. 2 及び以下に示す。

(1) 耐震壁と柱梁からなる建物では、変形性能の小さい耐震壁が先に破壊し、架構の耐力低下が起こった後、最終的に柱梁が破壊すると考えられる。耐震壁の耐力が破壊点で急激に低下して 0 になると

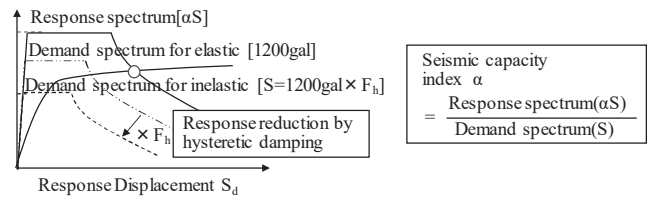


Fig. 1 Calculation method of seismic capacity index

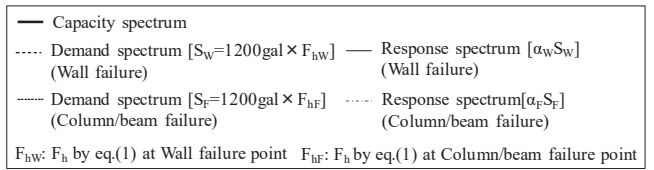
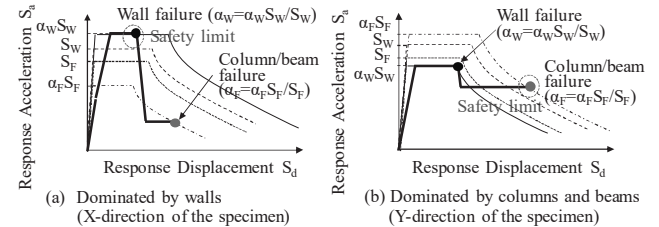


Fig. 2 Evaluation method of collapse mechanism and safety limit based on seismic capacity index

仮定した場合、性能曲線は Fig. 2 に示す形状となる。その場合、保有耐震性能指標 α の最大点は壁破壊点と柱梁破壊点のいずれかとなり、 α の最大点を架構の安全限界とする文献 3)の考えに従うと、いずれかの点が安全限界となる。そこで、耐震壁が破壊する点(壁が終局変形に至る点)と柱梁が破壊する点(柱梁が終局変形に至る点)それぞれにおいて、2.1 の手法で保有耐震性能指標を計算し、壁破壊点における値を α_w 、柱梁破壊点における値を α_f とする。ここで、 α_w 及び α_f は、壁破壊あるいは柱梁破壊によって決まる架構の耐震性能を定量的に表す値であり、文献 8)の α と同様の意味合いを持つ。尚、後述するように、柱梁破壊点における保有耐震性能指標 α_f は、壁の耐力を 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、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、試験体の破壊形式を判定する。 $\alpha_w > \alpha_f$ の場合は、壁破壊点が保有耐震性能指標最大点となるため、同点が架構全体の安全限界となる耐震壁支配型(Fig. 2(a))、 $\alpha_f > \alpha_w$ 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(Fig. 2(b))の架構であると判断出来る。尚、 $\alpha_w = \alpha_f$ の場合は、架構の安全限界変形を小さめ(安全側)に評価出来るよう、耐震壁破壊点を安全限界点とし、耐震壁支配型の架構であると判断する。

本研究では、提案方法の妥当性を検証するため、連層耐震壁を有する RC 造建物縮小試験体を設計し、振動台実験を行った。振動台実験の計画と結果を、次章以降に示す。

3. 試験体計画

3.1 試験体概要

試験体の全体図、伏図、軸組図を Fig. 3 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、長辺方向(X 方向)と短辺方向(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。

3.2 試験体の設計方針及び詳細

試験体の材料特性を Table 2, Table 3 に、各部材 (柱及び壁は 1 階) の曲げ強度、せん断強度と終局変形角の計算値を Table 4 に示す。ここで、部材の曲げ強度は文献 12) の略算式、せん断強度は靱性指針式¹³⁾で求めた。鉄筋及びコンクリートの材料強度は、材料試験結果 (Table 2, Table 3) を用いた。梁の曲げ強度の算定においては、上引張時において有効幅内にあるスラブの上端筋を考慮した。これは、スラブの下端筋は外周部では定着長の短い直線定着であり、引張力の負担が期待できないこと、また、中央部 (X2 通り梁 G3 上) では通し配筋としており、引張力は負担可能であるものの、中立軸からの距離が近く梁の曲げ強度への寄与は小さいと考えられるためである。尚、上端筋は下引張時においては圧縮領域に位置すると考えられるため、曲げ強度の算定には考慮していない。これらの計算条件は、スラブの配筋状態を反映したものであり、実建物の設計においても一般的に用いられている。スラブの有効幅は、当該梁方向のスパンの 1/2 とした (Fig.3(b))。ただし、X 方向の梁 G1 については、スパンの 1/2 とした場合に Y1 通と Y2 通の梁の有効幅となる領域が重複するため、スパン中央までを各々の梁の有効幅とした。スラブのせん断強度への寄与はないものとした。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。また、終局変形角は、文献 13) に従って計算される部材のせん断強度=曲げ強度となる点における変形角として求めた。ここで、壁 CW2 の X 方向 (面外方向) については、中子筋の最大間隔が文献 13) の式の適用範囲外であったが、当該壁の面外方向の剛性は小さく、他の柱梁よりも先に終局状態に達するとは考えにくいこと、終局変形角が十分大きいと仮定した。また、梁 G3 については、せん断補筋比が非常に大きく (約 1.8%)、他の柱梁よりも先に終局状態に達するとは考えにくいことから、終局変形角が十分大きいと仮定した。尚、柱 (壁の面外方向を含む) 及び梁の終局変形角が 1/25rad.~1/20rad. と一般的な値¹⁴⁾と比較して大きくなっているが、これは、耐震壁と柱梁の終局変形角に差をつけることで、Fig. 2 に示した壁破壊点と柱破壊点の違いが明確に表れることを意図して設計したためである。

試験体は、曲げ降伏型の全体崩壊形とし、1 階の柱と壁の脚部と各階の梁端に降伏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出来るよう、X 方向と Y 方向で耐震壁の割合を変化させた。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架構とした (Fig. 2(a))。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 (すなわち、耐震壁の破壊後も耐震性を維持

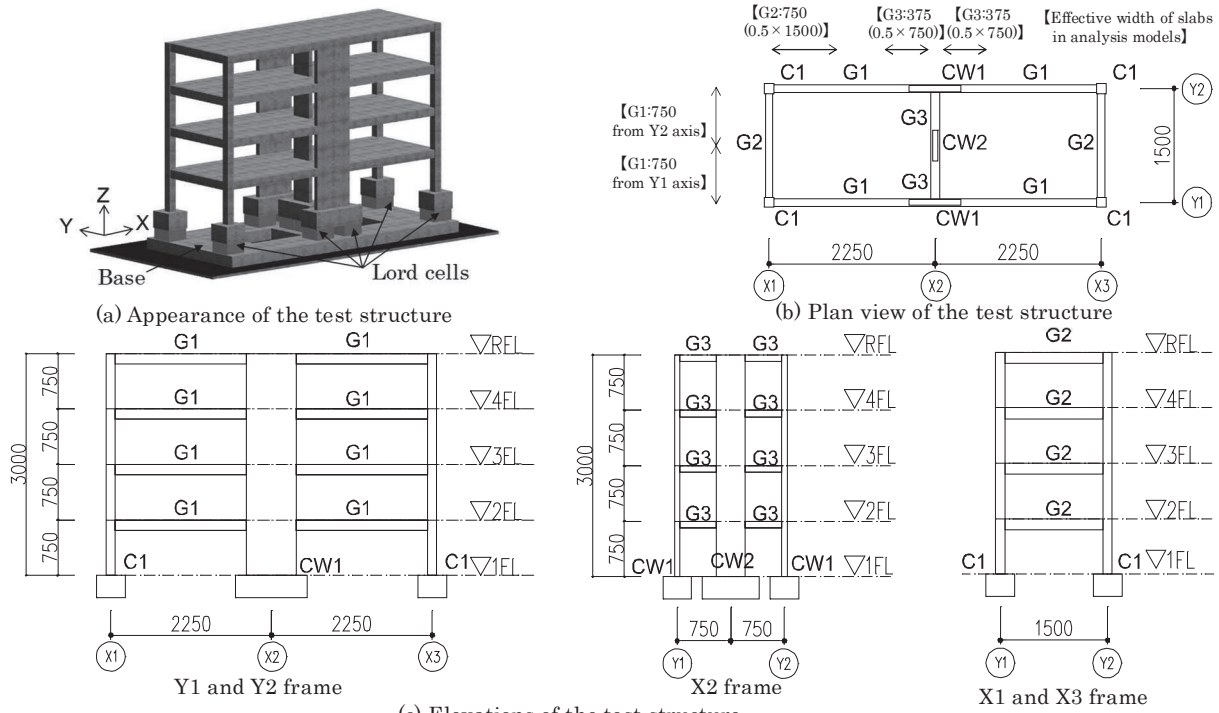


Fig. 3 (a) General view; (b) plan view; (c) X- and Y-direction elevations of the test structure

Table 1 List of Members

Member	Column	Wall		Beam			Slab
	C1	CW1	CW2	G1	G2	G3	
Size (mm)	130×130	80×700	70×400	100×140	100×150	120×90	70
Main bar	6-D10	24-D10	8-D13 + 6-D6	3/3-D6	4/4-D6	2/2-D6	D4@80(X-dir.) D4@60(Y-dir.)
Hoop/Stirrup	D4@60	D4@50	D4@100 (cross-ties D4@50)	D4@60	D4@60	D6@30	

する) 架構とした (Fig.2(b))。文献 1)の考えに従い、架構全体の耐力を、全てのヒンジ発生位置の曲げ強度の合計値 ΣM_u 、耐震壁の負担する耐力を、ヒンジの生じる 1 階壁脚の曲げ強度の合計値 $\Sigma_w M_u$ として定義すると、耐震壁の耐力の負担割合 ($\Sigma_w M_u / \Sigma M_u$) は、X 方向で約 60%、Y 方向で約 20%となる。尚、層の水平耐力 (層せん断力) に対する耐震壁のせん断力の比率として、耐震壁の耐力負担割合を定義した場合、境界梁の負担力が耐震壁の耐力に含まれてしまうため、曲げ耐力に基づく定義を用いている。

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。試験体と鋼製錘の総重量は、各階で約 75 kN (約 11kN/m²) である。床の四隅に設置した加速度計で各階の加速度を、1 階の柱及び壁の脚部と布基礎の間に設置した分力計により、1 階の柱と壁の負担せん断力を計測した。尚、分力計の計測値については、校正試験 (荷重/歪の係数算定試験) の実施時と振動台実験時における応力状態 (せん断力と軸力、モーメントの比率) や温度等の違いにより、現時点では十分な計測精度が得られていないため、本論文中では記載を割愛する。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貼付し、部材の降伏状況を確認した。

4. 事前解析

4.1 解析モデル

試験体の安全限界及び破壊形式の評価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。各部材の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とした。軸バネは全ての部材で弾性とした。曲げバネのひび割れ強度と降伏強度は略算式¹²⁾で、せん断バネのひび割れ強度と終局強度は靱性指針式¹³⁾で求めた。曲げバネのひび割れ後の剛性低下率は、菅野式¹²⁾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文献 9)を参考に 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。尚、通常モデル (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想定し、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。

4.2 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。図中に示されている壁破壊点は、いずれかの壁が Table 4 に示した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、壁破壊後の耐力の低下 (耐震壁破壊前モデルと破壊後モデルの層せん断力の差) が、Y 方向と比較して大きくなっていることがわかる。

5. 解析結果に基づく架構の破壊形式と安全限界評価

2 章に示した文献 4)の提案手法に従い、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。解析結果に基づく性能曲線と保有耐震性能指標の計算結果を 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

Table 2 Tested material properties of concrete (average of 1st-4th stories at the day of the test).

Grade	Compressive strength(N/mm ²)	Young's modulus (N/mm ²)
Fc30 (early strength)	53.1	2.97×10 ⁴

Table 3 Tested material properties of reinforcement

Diameter (mm)	Grade	Yield strength (N/mm ²)	Maximum strength (N/mm ²)	Young's modulus (N/mm ²)
4	SD295A	402	533	1.90×10 ⁵
6	SD345	419	613	1.97×10 ⁵
10	SD345	339	562	1.93×10 ⁵
13	SD390	407	602	1.95×10 ⁵

Table 4 Calculated flexural strength and ultimate deformation capacity of all members

		Column		Wall				Beam		
		C1		CW1		CW2		G1	G2	G3
		X-dir.	Y-dir.	X-dir.	Y-dir.	X-dir.	Y-dir.			
Flexural strength (kNm)	Compression side / Upper tension	8.9	12.8	184.9	23.6	15.1	89.2	10.0	14.5	6.2
	Tension side / Lower tension	5.1	6.3		18.5			4.4	6.4	1.7
Shear strength(kN)		43.2	59.7	325.2	98.1	39.9	117.0	44.1	48.6	27.7
Ultimate deformation (rad.)	Compression side / Upper tension	0.038	0.039	0.021	0.042	※	0.022	0.044	0.039	※
	Tension side / Lower tension	0.044	0.043		0.044			0.050	0.047	※

※Estimated large enough

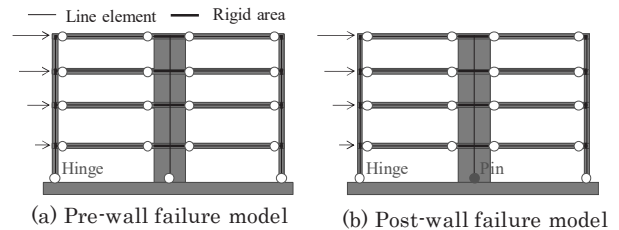


Fig. 4 Models for pushover analysis

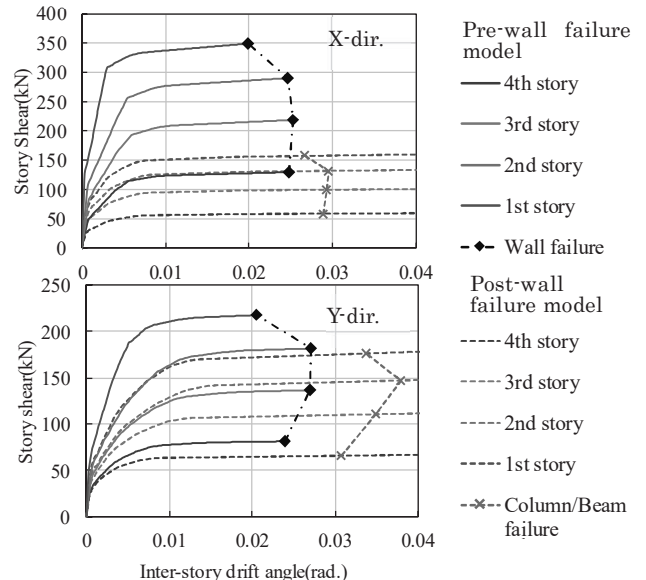


Fig. 5 Story shear- inter-story drift relationships by pushover analyses

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、実スケールの建物用に設定されたものであるため、同図中では、性能曲線における

変位(横軸)の値を4倍にして計算している。2章に示したように、基準地震動の大きさは、減衰定数の値に応じて低減されるため、壁破壊点と柱梁破壊点で異なる大きさとなっている。

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出来る。

6. 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))に基準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年の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、実験前後の試験体の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 5を参照されたい。

7. 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 5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、損傷観察を施し、各部材の損傷度の判定を行った。部材損傷度は、被災度区分判定基準に従い、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階壁がせん断破壊し(損傷度Vに達し、Fig. 8(d)、3.2に示した設計時の想定(曲げ破壊)とは異なる結果となった。これは、スラブの影響により、境界梁G3 (Fig. 3参照)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-層間変形角及び(全ての加振の内の)1層の層せん断力最大時における層せん断力分布(1層が1となるように基準化した値)をFig. 9に示す。層せん断力は、各階床に設置した加速度計の計測値に層重量を乗じて求めた慣性力を最上階から当該

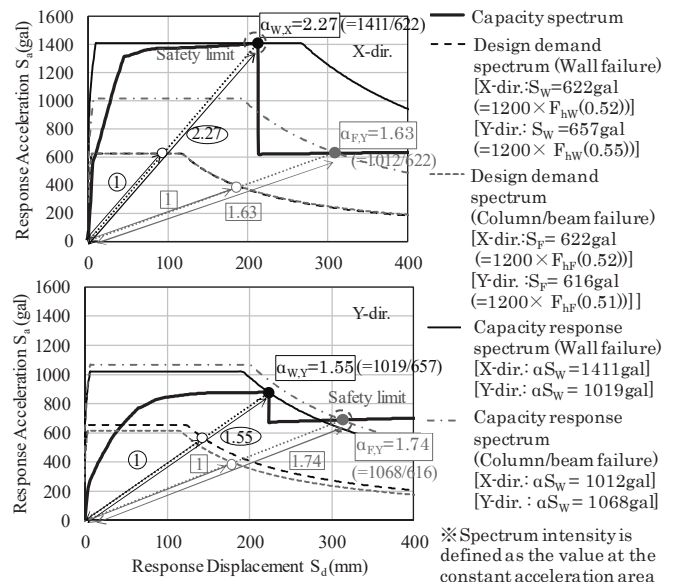
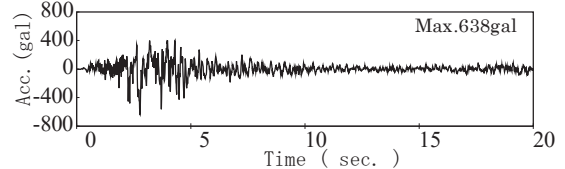
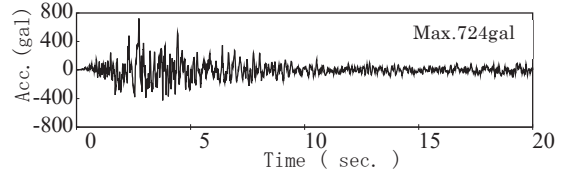


Fig. 6 Capacity spectra and seismic capacity indices



(a) Time history of X-direction wave (Kobe NS phase)



(b) Time history of Y-direction wave (Kobe EW phase)

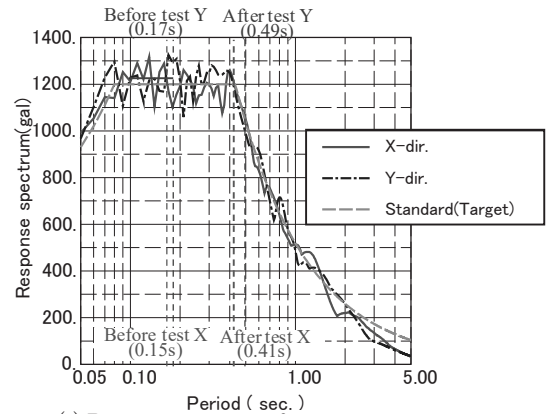


Fig. 7 Time histories and response spectra of input waves

階まで累加することで算出した。この計算手法は文献5),6),7)で用いられているものと同様であり、算出される値は減衰力(粘性減衰)を含んだものとなる。Fig. 9(a)には、Fig. 5の事前解析結果を、Fig. 9(b)には事前解析で用いたAi分布に基づく値を合わせて示している。事前解析においては、1階壁脚の曲げ耐力は、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算出している。試験体の最大耐力は、実験結果で解析結果よりも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おり、梁せいとの差が小さいため、スラブの下端筋が梁の下引張の曲げ強度に寄与しやすくなっていると言える。層せん断力分布は、4層で実験値がやや小さくなっているが、概ね実験値と解析値（Ai分布）が一致していた。

変形性能（耐力低下が生じはじめる形）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 1/18 rad 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。文献 13)に従って算定される部材の終局変形角 (Table 4)は、一般に安全側の値を与えるとしてされているが^{13),14)}、本実験においても同様の傾向が示されたと言える。また、事前解析で用いた、壁が曲げ破壊後に曲げ耐力が急激に低下する(0になる)という考えは、架構の構造性能を評価するにあたって、過度に安全側の仮定になる可能性がある。

Table 5 Outline of test result

Run	X-direction			Y-direction			Event
	Magnification	Q _{1max} (kN)*	R _{max} (rad.) [story]**	Magnification	Q _{1max} (kN)*	R _{max} (rad.) [story]**	
1	20%	51.2	1/1384[2 nd]	20%	48.6	1/1475[2 nd]	Member cracking
2	80%	167.0	1/320[2 nd]	60%	128.0	1/447[1 st]	
3	160%	292.4	1/154[2 nd]	100%	195.1	1/210[2 nd]	1st floor column and wall yielding
4	240%	402.9	1/73[3 rd]	150%	290.2	1/77[2 nd]	Frame-sway mechanism reached
5	260%	437.8	1/34[2 nd]	170%	292.2	1/32[2 nd]	Cover concrete spalling of 1st story column and wall (X-dir.) and significant shear cracking and cover concrete spalling of 1st floor wall (Y-dir.)
6	130%	290.1	1/45[3 rd]	100%	248.6	1/33[1 st]	Checked residual seismic capacity by small input magnification
7	220%	406.7	1/29[2 nd]	120%	243.1	1/25[1 st]	Shear failure of 1st story wall in Y-dir.
8	220%	427.8	1/25[2 nd]	-	-	-	
9	260%	444.2	1/18[2 nd]	-	-	-	Flexural failure of 1st story wall in X-dir.

*Q_{1max}: Maximum base shear force, **R_{max}: Maximum inter-story drift angle [story where inter-story drift angle is the largest].

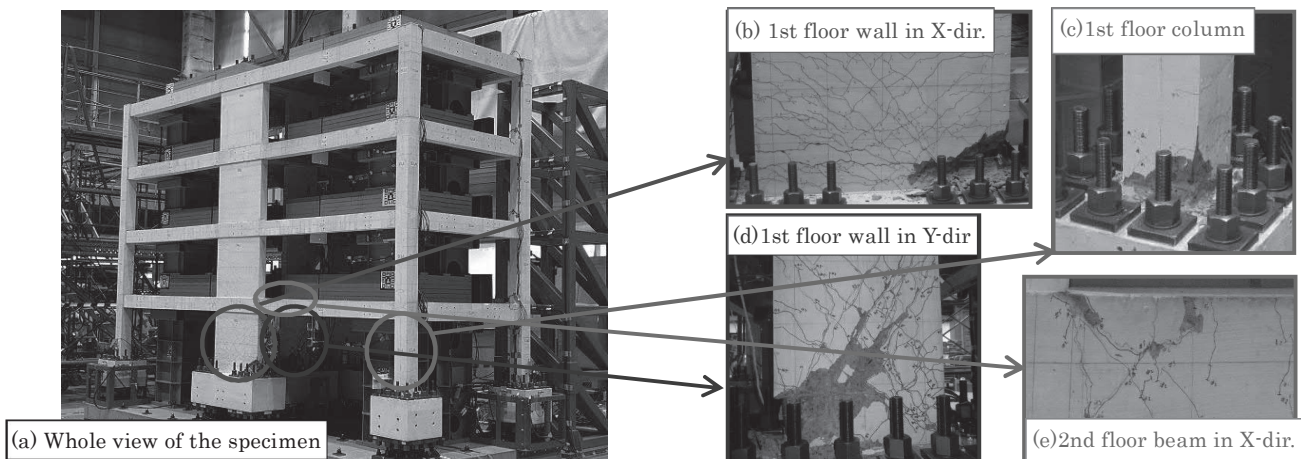


Fig. 8 Damage state of structural members after the final excitation (Run9)

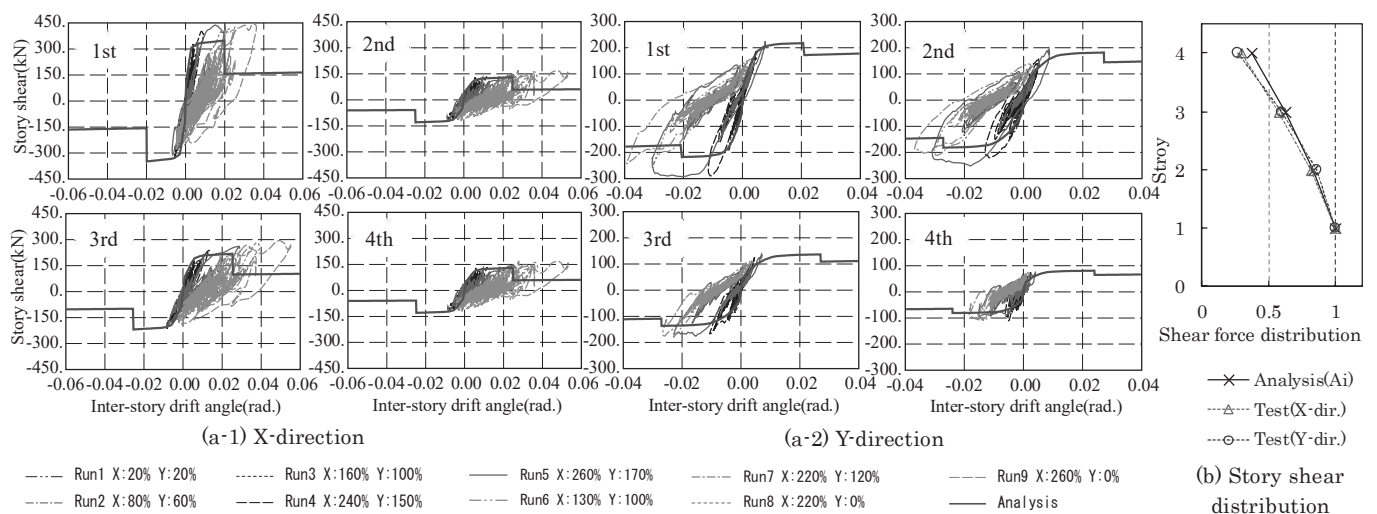


Fig. 9 Story shear – inter-story drift angle relationships results and story shear distribution from the shake-table test

8. 実験結果に基づく架構の破壊形式と安全限界の評価

8.1 実験結果に基づく架構の破壊形式と安全限界の評価方法

実験結果に基づく保有耐震性能指標 $e\alpha$ の算定方法（下付き文字「e」は実験値を表す）、及び、保有耐震性能指標 $e\alpha$ の値から、架構の破壊形式と安全限界を評価する手法を、Fig. 10 及び以下に示す。

(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 の応答の間であると判断出来る。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。

(2) 保有耐震性能指標の算定

2章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 $e\alpha_w$ 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 $e\alpha_f$ は、RunW~RunF-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。尚、Fig. 11 に示すように、 $e\alpha_w$ 及び $e\alpha_f$ に該当する加振における壁あるいは柱梁の応答は、厳密には、終局変形の手前であるため、保有耐震性能指標 $e\alpha_w$ 及び $e\alpha_f$ の値は、実際の値 $e_{act}\alpha_w$ 、 $e_{act}\alpha_f$ よりもやや小さめの値となることに留意されたい。ここで、保有耐震性能指標の算定において、2章に示した提案手法（等価線形化法に基づく方法）では、等価弾性系における基準地震動と限界地震動のスペクトルの比率として解析値を算定していたため、基準地震動のスペクトルの大きさを履歴減衰に応じて低減する必要があった。一方、実験において応答がある点に達した入力倍率（限界地震動の大きさ）は、履歴減衰の影響を含めた（弾塑性系の）架構の耐震性能を直接的に表しており、入力倍率そのものが保有耐震性能指標の実験値 $e\alpha$ に該当する。

(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、 $e\alpha_w > e\alpha_f$ 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 ($e\alpha_w$ に対応する応答) が架構の安全限界点であると判断出来る。 $e\alpha_f > e\alpha_w$ の場合、破壊形式は柱梁支配型であり、 $e\alpha_f$ に対応する応答が、架構の安全限界点であると判断出来る。尚、 $e\alpha_w = e\alpha_f$ の場合は、架構の安全限界変形を小さめ（安全側）に評価出来るよう、 $e\alpha_w$ に対応する応答を安全限界点として定義する。

8.2 実験結果に基づく架構の破壊形式と安全限界の評価結果

8.1 に示した手法に基づいて、架構の破壊形式及び安全限界を評価した結果を Fig. 12 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、解析に基づく評価結果 (Fig. 6) を合わせて示している。尚、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。

(1) 壁破壊点及び柱梁破壊点の評価

7章で記述したように、縮小4層建物の振動台実験では、壁の変形性能が（特に X 方向で）事前解析結果よりも大きく、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、

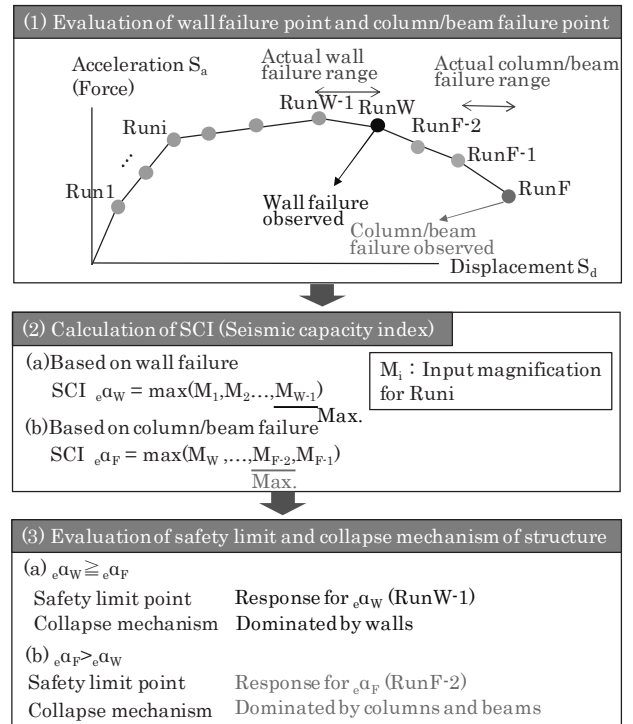


Fig. 10 Evaluation method of safety limit point and collapse mechanism based on the test results

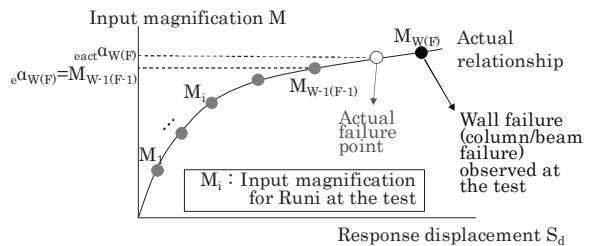


Fig. 11 Seismic capacity index calculated based on the test result ($e\alpha$) and actual value ($e_{act}\alpha$)

Fig. 10 における RunW に対応すると考えられる。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。尚、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 $e\alpha$ 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。

(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 $e\alpha_{w,x} = 2.60$ (Run5 の入力倍率 = Run1~8 の最大入力倍率)、Y 方向で $e\alpha_{w,y} = 1.70$ (Run 5 の入力倍率) であり、事前解析結果 $\alpha_{w,x}$ 、 $\alpha_{w,y}$ よりもやや大きかった。これは、7章に示したように、実験結果における試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出来ていると言える。

(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 $e\alpha_{f,x} = 2.60$

(Run9 の入力倍率) 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、7 章にも示したように、解析では、耐震壁が破壊点で急激に耐力低下し、破壊点以降の残存耐力=0 となるという想定をしているが、実験においては、曲げ破壊した耐震壁の変形能力(耐力が大きく低下し始める変形)が解析の想定よりも高く、破壊後も残存耐力を有していたためと考えられる。一方、Y 方向では、 $\alpha_{FY}=1.20$ (Run7 の入力倍率) と、解析値 α_{FY} よりも 30% 程度小さい結果となり、提案手法が危険側の評価を与える結果となった。ここで、Table 6 から分かるように、保有耐震性能指標 α_{FY} 、 α_{FY} 算定における耐力(応答加速度 S_a) は、実験値が解析値を上回っている。また、変形(応答変位 S_d) は、実験値が解析値を 1 割程度下回っているが大きな差はみられない。即ち、提案手法で用いている解析モデルにおける各部材の耐力や終局変形の値は、危険側の評価を与える大きな要因にはなっていない。一方、減衰定数は、実験値が解析値を 2 割程度下回っている。ここで、減衰定数の解析値 h は(2)式で算定し、実験値は文献 15) に示される平均等価減衰定数 h_s を用いた。 h_s は、各層の層せん断力-層間変形角関係を動的縮約¹⁶⁾した等価 1 自由度系の応答に基づき、(4)式で求められる。

$$h_s = - \int_0^T \dot{y}_0(t) \dot{y}(t) dt / (2\omega_e \int_0^T \dot{y}(t)^2 dt) \quad (4)$$

T: 加振波の継続時間, $\dot{y}_0(t)$: 時刻 t の 1 階の加速度, $\dot{y}(t)$: 時刻 t の等価 1 自由度系の応答速度, ω_e : 正負の最大応答点(応答変位最大点)を結んで算定した等価剛性から計算した等価固有角振動数
 ここで、各 Run における平均等価減衰定数 h_s の推移 (Fig. 13) を見ると、Run3 以降では値が減少傾向にあり、振動実験による繰り返し加振で発生する損傷によってエネルギー吸収性能(履歴減衰)が低下したと考えられる。また、単調載荷の荷重増分解析を用いているため、解析においては残留変位の影響は考慮されないが、実験においては、Run6 の終了時に大きな残留変位 (86mm) が生じており、実質的な変形性能 (Run7 の加振開始時~最大応答時までの変形量) は、Table 6 に示した S_d の値 (282mm) よりも小さかったと考えられる。残留変位 S_{dr} (Run6 終了時) を考慮して実質的な変形性能 S_{ds} を(5)式で計算した場合、 $S_{ds}=196\text{mm}$ となり、解析値 (319mm) を大きく下回る結果となった (Table 6)。

$$S_{ds} = S_d - S_{dr} \quad (5)$$

以上の結果を踏まえ、最終加振以前の損傷に着目すると、Fig. 14 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。しかしながら、解析値 α_{FY} 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。即ち、実験において生じていた振動実験における繰り返し加振(各 Run)で発生する柱梁の累積損傷による性能低下(エネルギー吸収性能の低下、残留変位の発生による実質的な変形性能の低下)を、解析では考慮出来ていないため、柱梁破壊に基づく保有耐震性能指標 α_{FY} を過大評価する結果になったと考えられる。

(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、 $\alpha_{aw} \geq \alpha_{F}$ 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

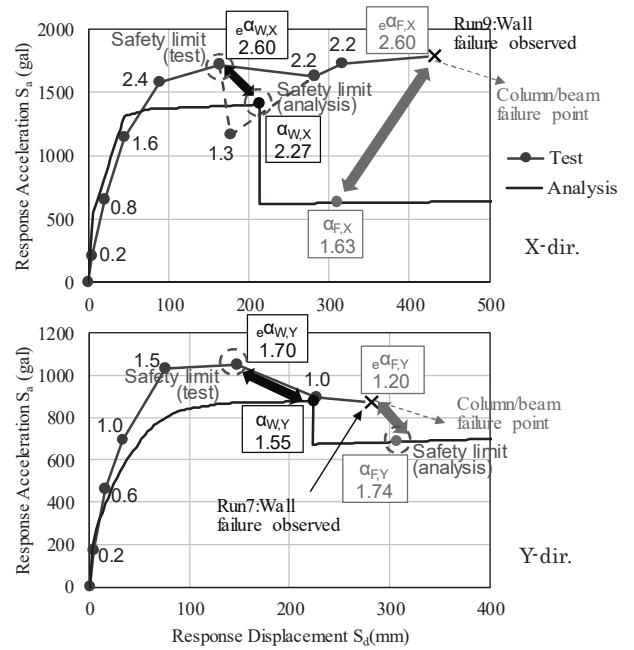


Fig. 12 Results of evaluation of structure collapse mechanism and safety limit point based on the test results

Table 6 Response acceleration, displacement and damping at the evaluation points of Seismic capacity index based on column/beam failure

	S_a (gal)	S_d (mm)	S_{ds} (mm)	h, h_s
Analysis	684	319	319	0.193
Test (Run7)	871	282	196	0.160

S_a : Response acceleration
 S_d : Response displacement
 S_{ds} : Response displacement considering residual displacement ($S_{ds} = S_d - S_{dr}$)
 S_{dr} : Residual displacement
 h, h_s : Damping factor

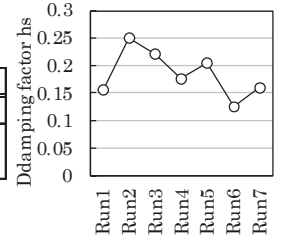


Fig. 13 Average equivalent damping factor in the test results (Y-dir.)

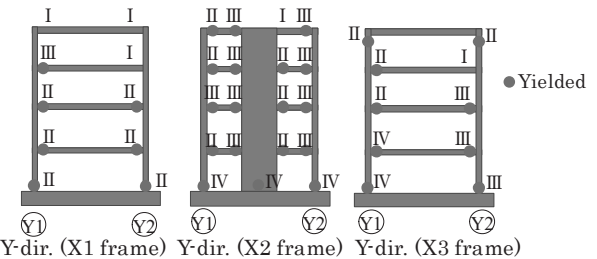


Fig. 14 Visually evaluated damage level of members after Run6

応答点であると判断出来る。X 方向では破壊形式及び安全限界点が、解析に基づく評価と一致する結果となったが、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、 $\alpha_{wX} = \alpha_{FX}$ 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。尚、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。以上を示したように、Y 方向においては、提案手法(解析に基づく評価)では、架構の破壊形式を適切に評価出来ず、安全限界変形を過大評価する(危険側に評価する)結果となった。この要因として、実験においては柱梁が破壊には至らなかったために最終加振 (Run7) を柱梁破壊の直前加振と仮定していること、X 方向加振による損傷で Y 方向の性能が低下していること等も考えられるが、本

報では、まず、前述した柱梁の累積損傷の影響に着目することとした。次章では、提案手法を改良し、柱梁の累積損傷を考慮した上で、Y方向における柱梁破壊点の保有耐震性能指標、並びに、架構の破壊形式と安全限界の再評価を行う。

9. 柱梁の累積損傷を考慮した架構の破壊形式と安全限界評価

9.1 被災度区分判定基準における耐震性能残存率 R の算定法

被災度区分判定基準¹⁾では、被害調査時に記録した部材損傷度に応じて Table 7 のように与えられる各ヒンジ位置発生位置の耐震性能低減係数 η_i と曲げ強度 M_{ui} から、(6)式で建物の耐震性能残存率 R (被災後耐震性能/被災前耐震性能) を算定している。耐震性能低減係数 η_i は損傷による部材の耐震性能 (耐力, 変形性能, エネルギー吸収性能 (減衰)) の低下を総合的に表した指標である。

$$R = \Sigma(\eta_i M_{ui}) / \Sigma M_{ui} \quad (6)$$

9.2 柱梁の累積損傷を考慮した保有耐震性能指標の算定方法

実験においては、8章に示したように、Run7をY方向の柱梁破壊の直前加振とみなし、Run7における入力倍率(1.20)を、柱梁破壊に基づく保有耐震性能指標 $\alpha_{R,Y}$ としていた。ここで、Fig. 14に示したように、地震前(Run7の加振前)において、柱梁は比較的大きな損傷を受けていた。一方、提案手法では、壁脚をピンとした解析モデル(耐震壁破壊後モデル, Fig.4(b))を用いて、柱梁破壊点の保有耐震性能指標を算定していた。即ち、地震(柱梁が破壊に至る地震、以下当該地震)の発生前の状態として、柱梁は無損傷であると仮定しており、実験時の状態との間に差異が生じていたと言える。8章に示したように、当該地震以前の地震における柱梁の累積損傷による性能低下は、エネルギー吸収性能(減衰)や変形性能の低下に起因すると考えられ、厳密には、各々の影響を適切に評価することが望ましいが、本報では、簡略的な手法として、9.1に示した文献1)の考え(係数 η_i に基づいて架構の耐震性能の低下(耐震性能残存率 R)を総合的に評価する考え)を活用し、柱梁の累積損傷を考慮した保有耐震性能指標の評価法を提案する。評価法を以下に示す。

(6)式に倣い、柱梁の各ヒンジ発生位置における耐震性能低減係数 η_i と曲げ強度 $r_i M_{ui}$ から、柱梁部分の耐震性能残存率 R_F を(7)式で求める。

$$R_F = \Sigma(r_i \eta_i M_{ui}) / \Sigma r_i M_{ui} \quad (7)$$

耐震性能低減係数 η_i は、各加振終了後に目視判定した、柱梁のヒンジ発生位置(1階柱脚と各階梁端)における部材損傷度に基づいて、Table7に従って求める。

耐震壁破壊後モデルにおける柱梁破壊点の保有耐震性能指標 $\alpha_{F,Y}$ に、柱梁の累積損傷を考慮するための係数 R_F を乗じ、柱梁破壊点における累積損傷を考慮した保有耐震性能指標 $\alpha_{F,Y}'$ を、(8)式で求める。

$$\alpha_{F,Y}' = R_F \times \alpha_{F,Y} \quad (8)$$

9.3 柱梁の累積損傷を考慮した保有耐震性能指標の算定結果

(7)式を用いて、各加振後における柱梁部分の耐震性能残存率 R_F を算定した結果を Fig. 15 に示す。尚、X3 通り最上階の柱は、梁よりも損傷度が大きかったため、柱の損傷度を梁の損傷度に読み替えて耐震性能残存率 R_F を求めた。 R_F は、Run4 以降低下し始め、Run6 終了後においては、 $R_F=60\%$ となっている。(8)式を用いて、柱梁破壊点における保有耐震性能指標 $\alpha_{F,Y}'$ を算定すると、 $\alpha_{F,Y}'=0.60 \times 1.74=1.05$ となり、実験値 $\alpha_{F,Y}=1.20$ と概ね一致する結果となった。

Table 7 Seismic performance deterioration factor for flexural columns and beams

Damage level	Seismic performance deterioration factor η
0	1.0
I	0.95
II	0.75
III	0.5
IV	0.2
V	0

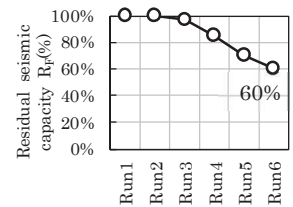


Fig. 15 Residual seismic capacity of columns and beams (Y-dir.)

9.4 柱梁の累積損傷を考慮した架構の破壊形式と安全限界評価結果

9.3 で求めた柱梁破壊点における保有耐震性能指標 $\alpha_{F,Y}'$ (柱梁の累積損傷を考慮した値) を用いて、Y方向における架構の破壊形式を再評価したところ、 $\alpha_{W,Y} \geq \alpha_{F,Y}$ であり、壁支配型となった。また、架構の安全限界点は、壁破壊点となり、実験結果に一致した。以上の結果から、柱梁の累積損傷を考慮すれば、提案手法に基づいて架構の破壊形式と安全限界を適切に評価出来ることが示された。

尚、本検討では、解析結果と実験結果の差異の要因を検討するため、耐震性能残存率 R_F を、実験時の損傷観察結果に基づいて定めた。今後、実建物における評価を行うに当たっては、柱梁が破壊に至る地震(当該地震)の前の状態における、各部材の損傷度(あるいは耐震性能低減係数 η) を推定する手法の開発が必要となる。また、本報では、実験の加振経過に合わせ、Run6 終了時を地震前の状態として想定したが、Fig. 15 からもわかるように、想定する架構の損傷状態に応じて、耐震性能残存率 R_F 並びに保有耐震性能指標 $\alpha_{F,Y}'$ の値は大きく変わるため、注意が必要である。また、架構の破壊形式と安全限界をより正確に評価するため、本実験の X 方向で見られたような、曲げ破壊型の耐震壁の残存耐力の影響を評価することも必要であると考えられる。

10. まとめ

RC 造建物における架構の破壊形式と安全限界の評価を目的として、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った。本研究により得られた知見を以下に示す。

(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ヒンジを生じる計画とした。X方向は、壁破壊点の保有耐震性能指標 $\alpha_w >$ 柱梁破壊点の保有耐震性能指標 α_f であり、壁の破壊点が架構全体の安全限界となるような壁支配型の架構、Y方向は、 $\alpha_f > \alpha_w$ であり、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することを設計方針とした。

(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降伏ヒンジが発生したが、Y方向では設計の想定と異なり、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。

(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、壁破壊及び柱梁破壊に基づく保有耐震性能指標の実験値 $e\alpha_w, e\alpha_f$ を算出した結果、 $e\alpha_w$ は解析値(筆者らの提案手法による評価結果)と概ね一致した。一方、 $e\alpha_f$ は X 方向では解析値よりも 6 割程度大きく、Y 方向では解析値よりも 3 割程度小さい結果となった。この原因は、曲げ壁の残存耐力が解析の想定よりも大きかったこと (X 方

向) や、複数回の加振による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 (Y 方向) であると推察された。

(4) 保有耐震性能指標 $\alpha_{w,e}\alpha_F$ 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が安全限界となり、解析に基づく評価結果と一致したが、Y 方向では、架構の破壊形式は壁支配型であり、壁破壊点が安全限界となる評価結果となった。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、(3) に示した柱梁の累積損傷の影響が考えられる。

(5) Y 方向において、提案手法 (解析に基づく評価手法) を改良し、柱梁の累積損傷を考慮して、架構の破壊形式と安全限界の再評価を行ったところ、実験結果と一致し、提案手法の有効性が示された。

謝辞

本研究は、東北大学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) の支援を受けました。

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) Maeda, M. and Miura, K.: Post-Earthquake Damage Evaluation for Reinforced Concrete Buildings with Various Collapse Mechanism, 15th World Conference on Earthquake Engineering, 2012.9
- 3) Matsukawa, K. and Maeda, M.: Practical Collapse Assessment for Reinforced Concrete Structures Based on Seismic Response Spectrum, Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 2014.7
- 4) 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, 前田匡樹ほか: 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
- 5) Katsumata, H., Shirai, K. et al.: Shaking Table Test of R/C 4 Story Shear Wall Frame Model with Multi Directional Input Motion (Part 1-2), Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-IV, pp.407-410, 2005.7 (in Japanese)
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), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-IV, pp.407-410, 2005.7
- 6) Matsumori, T., Shirai, K. and Kabeyasawa, T.: Study on Seismic Performance of R/C Wall-frame Structures Based on Large-scale Shaking Table Test, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.73, No.614, pp.85-90, 2007.4 (in Japanese)
松森泰造, 白井和貴, 壁谷澤寿海: 大型振動台による鉄筋コンクリート耐震壁フレーム構造の耐震性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.614, pp.85-90, 2007.4
- 7) Sugimoto, K, Katsumata, H. et al.: Shaking Table Test of 6-Story Wall Frame Building to Investigate Collapse Process of RC Buildings, 17th World Conference on Earthquake Engineering, 2017.1
- 8) Architectural Institute of Japan (2004), Guidelines for Performance Evaluation of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings (Draft), (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, 2004.7
- 9) Miura, K., Maeda, M. et al.: Evaluation Method of Contribution Factor of Structural Member for Seismic Capacity of Single-story RC frames Considering Strength and Energy Dissipation, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.77, No.678, pp.1283-1290, 2012.8 (in Japanese)
三浦耕太, 前田匡樹ほか: 部材耐力と減衰を考慮した RC 造 1 層架構の耐震性能に及ぼす各部位の影響度評価法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.678, pp.1283-1290, 2012.8
- 10) Matsukawa, K. and Maeda, M.: Methodology to Evaluate the Collapse Limit State of R/C Frames Based on the Seismic Response Spectrum, Japan Architectural Review, Vol.1, No.4, pp.432-442, 2018.10
- 11) 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)
Hao Linfei, 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
- 12) Information Center for Building Administration: Technological 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
- 13) 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
- 14) Building Research Institute: Investigation on Structural Performance Evaluation of RC Members using Comprehensive Experimental Database, 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, 2016.11
- 15) Shibata, A.: Dynamic Analysis of Earthquake Resistant Structures, 2010.4
- 16) Kuramoto, H.: Earthquake Response Characteristics of Equivalent SDOF System Reduced from Multi-story Buildings and Prediction of Higher Mode Responses, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.580, pp.61-68, 2004.6 (in Japanese)
倉本洋: 多層建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, No.580, pp.61-68, 2004.6

SHAKE-TABLE TEST OF A 4-STORY FRAME-WALL RC STRUCTURE TO INVESTIGATE THE COLLAPSE MECHANISM AND SAFETY LIMIT

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

^{*1} Researcher, Technical Research Institute, Obayashi Corporation, M.Eng.

^{*2} Grad. Student, Graduate School of Eng., Tohoku Univ.

^{*3} KUME SEKKEI Co., Ltd., M.Eng. (Former Grad. Student, Graduate School of Eng., Tohoku Univ.)

^{*4} Prof., Graduate School of Eng., Tohoku Univ., Ph.D.

^{*5} Research Fellow, Graduate School of Eng., Tohoku Univ., Ph.D.

^{*6} Senior Engineer, Technical Research Institute, Obayashi Corporation, Ph.D.

After an earthquake, it is important to judge the safety of buildings and make an efficient recovery plan. For that, it is necessary to know quantitatively the damage level and safety limit of buildings. An evaluation method of residual seismic capacity is described in the Japanese Standard for Post-earthquake Damage Level Classification of Buildings; however, the method does not consider the difference of deformation capacity of members such as walls and frames (columns and beams). Even though evaluation methods were proposed in previous research for the damage level and safety limit of RC buildings, the focus of the method has been mainly for moment-resisting frames. Moreover, not enough experimental investigation has been done to verify the application of these methods. In this research, a new evaluation method for the collapse mechanism and safety limit of dual structures, which have members with different deformation capacity, was proposed. A shake-table test has been carried out to investigate the applicability of the proposed method to RC buildings consisting of moment resisting frames and shear walls.

The test specimen was a 1/4 scale model of a 4-story RC building with multi-story shear walls in both X- and Y-directions. The structure was designed to exhibit a total collapse mechanism (frame-sway mechanism) and so, plastic hinges were designed at the bottom of columns and walls in the first story and beam ends of each story. To investigate the difference of collapse mechanism in the X- and Y-directions, contribution ratio of shear wall to the whole seismic capacity was varied. In the X-direction, two shear walls were placed with the intention of making the failure of shear walls dominate the collapse mechanism of the whole structure (i.e., the failure point of walls corresponded to the global structural safety limit). In the Y-direction, only one shear wall was used such that failure of columns and beams would dominate the global collapse mechanism, which meant that failure of the wall would not correspond to the global structural safety limit. The design concept was quantitatively confirmed based on seismic capacity indices using results of nonlinear pushover analyses.

In the shake-table test, scaled artificial ground motions compatible with the Japanese standard spectrum were used as input. The damage of walls preceded in both directions and at the end of the test, the walls were severely damaged and the whole structure was close to collapse. The strength and the deformation capacity of the structure were higher than predicted by the analysis. Finally, the collapse mechanism and the safety limit of the specimen was evaluated. As a result, the collapse mechanism of the X-direction frame was wall-dominant and the wall failure point corresponded to the safety limit, consistent with the results obtained from analyses before the test. In the Y-direction, the collapse mechanism was also wall-dominant, even though a frame-dominant response was anticipated. It was estimated that the accumulated damage of columns and beams by former shakings degraded their seismic capacity after the wall collapse, which was not considered in the proposed analytical evaluation method, and so, the proposed method was improved considering the effect of accumulated damages of members simply. As a result, the collapse mechanism and safety limit reevaluated by the method was consistent with the test result and the applicability of the method was proved.

(2020年5月8日原稿受理, 2020年11月2日採用決定)