

# 論文 梁降伏型鉄筋コンクリート造多層架構実験に基づく建物の残存耐震性能評価

権 淳日\*1・崔 琥\*2・松川 和人\*2・中埜 良昭\*3

**要旨**：梁降伏型鉄筋コンクリート造 2 層架構の静的載荷実験を行い、その実験結果を用いエネルギー吸収能力に基づいた建物の残存耐震性能評価手法（地震による建物の安全限界までの余裕度の減少度合を算出する手法）の多層架構への適用性および妥当性について検討した。その結果、本提案手法を多層架構の残存耐震性能評価へも適用することが可能であり、被災現場で構造部材の損傷状態から架構の被災度を把握することが容易となった。

**キーワード**：梁降伏型、多層架構、残存耐震性能評価、エネルギー吸収能力、被災度

## 1. はじめに

国内では「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針<sup>1)</sup>」に基づき、地震により被災した鉄筋コンクリート造（以下：RC 造）建物の安全限界までの減少度合を残存耐震性能として評価し、被災度や継続使用に向けた復旧要否の判定を行っているが、この指針では柱および壁などの鉛直部材の損傷のみから建物の残存耐震性能を評価しており、現在の構造設計の主流である梁降伏型 RC 造建物の残存耐震性能評価に適用することが難しい。そこで、筆者らは梁降伏型 RC 造建物にも適用可能な全架構残存耐震性能評価手法を提案し、既実施した 1 層架構の静的載荷実験結果を用いて、本手法の妥当性の検証を行ってきた<sup>2)</sup>。

しかしながら、本手法の適用性および妥当性を確立するためには、多層架構への展開が不可欠であるため、本研究では柱・梁の曲げ終局モーメント比および垂れ壁の有無をパラメータとした梁降伏型 RC 造 2 層 F 型試験体を 3 体製作し、静的載荷実験を実施した。また、その実験結果を用い多層架構における全架構残存耐震性能評価手法の適用性および妥当性について検討した。

## 2. 試験体の設計および実験計画

### 2.1 設計方針

試験体は以下の方針に基づき設計した。

- ① 全架構残存耐震性能評価手法の多層架構への適用性を検討するため、試験体は 2 層架構とする。
- ② 全架構残存耐震性能評価手法の多層架構への適用性を検討する際、各部材のエネルギー消費量を算定する必要があり、梁のせん断力計測用のロードセルを設けるため、試験体の形状は梁の反曲点まで切り出した F 型架構とする。

表-1 試験体における部材の寸法

試験体	柱 (mm)			梁 (mm)		
	幅	せい	内法高さ	幅	せい	反曲点長さ
既往の試験体 <sup>3)</sup>	700	700	2050	500	700	2300
本試験体	350	350	1050	250	350	1150

表-2 試験体における部材の諸元 (コンクリート: Fc21)

試験体名	柱 (1層=2層)		2層梁		3層梁	
	主筋	補強筋	主筋 (上=下)	補強筋	主筋 (上=下)	補強筋
F1 試験体			5-D13 (SD345)	4-D6@50 (SD295)	5-D13 (SD345)	4-D6@50 (SD295)
F2 試験体	12-D13 (SD345)	4-D4@50 (SD295)	4-D16+1-D13 (SD345)	4-D6@30 (SD295)	4-D13 (SD345)	4-D6@50 (SD295)
FW 試験体			5-D13 (SD345)	4-D6@50 (SD295)	5-D13 (SD345)	4-D6@50 (SD295)

注：FW 試験体の垂れ壁の諸元は図-1 を参照されたい。

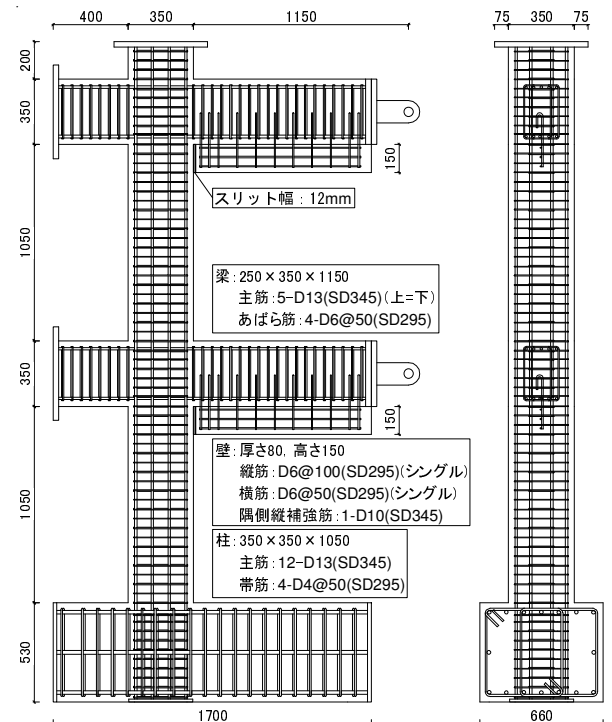


図-1 FW 試験体の詳細 (単位: mm)

\*1 中国建築科学研究院 工師・博士(工学) (正会員)

\*2 東京大学 生産技術研究所 助教・博士(工学) (正会員)

\*3 東京大学 生産技術研究所 教授・工博 (正会員)

表-3 エネルギー消費量と経験最大層間変形角との関係

試験体名	柱 (1層=2層)				2層梁				3層梁			
	曲げ終局モーメント $M_u(kN \cdot m)$	曲げ終局時せん断力 $Q_{Mu}(kN)$	せん断終局強度 $Q_{Su,mean}(kN)$	せん断余裕度 $(Q_{Su,mean}/Q_{Mu})$	曲げ終局モーメント $M_u(kN \cdot m)$	曲げ終局時せん断力 $Q_{Mu}(kN)$	せん断終局強度 $Q_{Su,mean}(kN)$	$M_{u,梁} / M_{u,柱}$	曲げ終局モーメント $M_u(kN \cdot m)$	曲げ終局時せん断力 $Q_{Mu}(kN)$	せん断終局強度 $Q_{Su,mean}(kN)$	$M_{u,梁} / M_{u,柱}$
F1 試験体					67.4	58.6	175.3(2.99)	0.70	67.4	58.6	175.3(2.99)	0.70
F2 試験体	96.4	183.6	239.3	1.30	98.0	85.2	213.4(2.50)	1.02	53.9	46.9	172.0(3.67)	0.56
FW 試験体		[214.2]	[259.7]	[1.21]	67.4	58.6	175.3(2.99)	0.70	67.4	58.6	175.3(2.99)	0.70

注：[ ]は垂れ壁が柱と接触した後の柱の有効高さの変化 (1050-150=900mm) を考慮し計算したものである。また、( )は梁のせん断余裕度である。

③ 文献 2)で提案した残存耐震性能評価手法では、部材 (崩壊メカニズム時の各ヒンジ位置) に生じた損傷をそれぞれの曲げ終局モーメント比で重み付けしている。また、架構の最大耐力を記録する部材角の大小が後述する特徴区間に影響を与えることが分かっており<sup>2)</sup>、垂れ壁を柱に接触させ意図的にその部材角をコントロールするためのスリット付垂れ壁の有無および各部材の曲げ終局モーメント比をパラメータとし、

計 3 体 (純 RC 造架構 2 体 : F1 および F2 試験体, 垂れ壁付 RC 造架構 1 体:FW 試験体) を製作する。

④ 現行の「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>1)</sup>では、検証試験体である幅 300mm × せい 450mm の梁試験体の断面サイズを実大とほぼ等しいと考え、損傷量と損傷度の関係を求めている。そこで本研究では、損傷量に及ぼす断面サイズの影響および実験設備の容量を考え、本試験体における部材の断面サイズは既実施した試験体<sup>3)</sup>の 1/2 (柱:幅 350mm × せい 350mm, 梁:幅 250mm × せい 350mm) とする (表-1)。

⑤ 各部材の配筋は、実験パラメータおよび既往の試験体<sup>3)</sup>とのスケール関係に基づき設定する。

以上の方針に従い計画した試験体の諸元を表-2 に、FW 試験体の詳細を図-1 にそれぞれ示す。

## 2.2 部材の強度およびせん断余裕度

予備検討として文献4)の曲げ終局モーメントを求める略算式と荒川 mean 式を用い、試験体における部材の強度とせん断余裕度を算定し、その結果を表-3 に示す。ここで、鉄筋の降伏強度は規格降伏強度を 49MPa 増加<sup>4)</sup>、また、材料強度上昇分を想定しコンクリート圧縮強度は設計基準強度 (21MPa) を 30% 増加させた値を用いた。

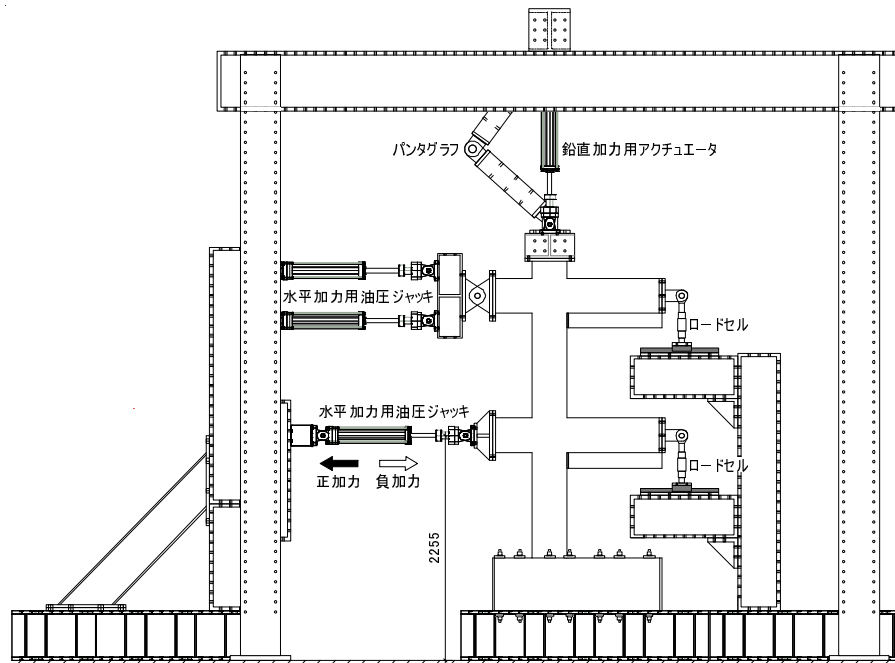


図-2 加力システム (FW 試験体)

表-3 より、本実験のパラメータの一つである 1 層柱に対する各層梁の曲げ終局モーメントの比を確認できる。また、いずれの試験体も曲げ降伏が先行し、最終的にせん断破壊するものと予想される。

## 2.3 加力計画

図-2 に FW 試験体の加力システムを示す。実験では、試験体の 1 層と 2 層へ同時に水平力を加え、2 層の水平力が 1 層の 2 倍となる逆三角形分布の正負漸増静的繰返し加力を行った。その際、スタブから 2 層梁の梁芯高さ ( $h_1=1225\text{mm}$ ) で計測した 1 層の層間水平変位と  $h_1$  の比 (1 層の層間変形角) を制御変形角  $R_1$  とし、 $R_1=0.0625, 0.125, 0.25\%$  では各 1 サイクルずつ、 $R_1=0.5, 1.0, 1.5, 2.0\%$  では 2 サイクルずつ加力することとした。その後、 $R_1=3.0\%$  で 1 サイクルを加力し、試験体の状況を観察しながら最終的に  $R_1=5.0\%$  まで 1 方向単調加力を行った。軸方向では、2 層柱の柱頭部から 250kN (軸応力度: 2.0MPa) の一定軸力を導入した。

## 2.4 計測計画

本実験では、全てのジャッキおよび両梁の反曲点位置に設けたロードセルより各構造部材のせん断力を計測した。また、架構の各層の水平層間変形、両柱の伸縮変形、両柱と両梁の曲率およびせん断変形を計測した。更

に、危険断面位置を含む各部材の主要な箇所歪ゲージを貼り付け、主筋およびせん断補強筋の歪を計測した。一方、各制御変形角に応じる加力サイクルにおいて、ピーク時および除荷時の損傷量（各種別のひび割れの幅、長さおよび剥落面積）を計測し、部材の損傷の進展状況を把握することとした。

### 3. 実験結果

#### 3.1 材料試験結果

コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-4 および表-5 にそれぞれ示す。コンクリートの設計基準強度は21MPaとしたが、材料試験結果はそれを約45%程度上回った。鉄筋の降伏強度も規格降伏強度を約10~15%程度上回っており、引張強度は降伏強度の約1.5倍程度となった。

#### 3.2 破壊経過

各試験体の損傷量測定終了時（1層の経験最大層間変形角3%時）の損傷状況を図-3に示す。ここで、青色は正側加力時に生じたひび割れを、赤色は負側加力時に生じたひび割れをそれぞれ示す。

##### (1) F1 試験体

1層の経験層間変形角（以下、 $R_1$ ）+0.06%から1層柱の柱脚および2層梁と3層梁の端部に曲げひび割れが発生した。 $R_1=-0.25\%$ では1層柱と2層柱の柱頭に曲げひび割れが生じ、 $R_1=+0.5\%$ では2層柱の柱脚に曲げひび割れが生じ、1層柱の柱脚、2層梁および3層梁にせん断ひび割れが観察された。 $R_1=+1.5\%$ では1層柱の柱脚にコンクリートの剥落が生じて、 $R_1=2.0\%$ からは2層梁と3層梁にもコンクリートの剥落が生じ始めた。それ以降 $R_1=3.0\%$ までは特に1層柱の柱脚部、2層梁および3層梁の端部のひび割れが激しく進展し損傷が集中した。

##### (2) F2 試験体

F1試験体と同様に、 $R_1=+0.06\%$ から1層柱の柱脚および2層梁と3層梁の端部に曲げひび割れが発生したが、より早い段階の $R_1=-0.06\%$ で2層柱の柱脚および柱頭に曲げひび割れが生じた。 $R_1=-0.125\%$ では1層柱の柱頭に曲げひび割れが生じ、 $R_1=0.5\%$ から1層柱、2層梁および3層梁にせん断ひび割れが観察された。以降、F1試験体と同様に1層柱の柱脚、2層梁および3層梁の端部の損傷が進展した。 $R_1=1.5\%$ では1層柱の柱脚、2層梁および3層梁の端部に微小なコンクリートの剥落が生じ、 $R_1=3.0\%$ では特に1層の接合部に僅かなひび割れが観察された。

##### (3) FW 試験体

本試験体では、構造部材である柱と梁の曲げおよびせん断ひび割れの発生時期や進展状況がF1試験体とほぼ同様であった。垂れ壁においては、 $R_1=-0.25\%$ で曲げひび割れが生じ、 $R_1=-0.5\%$ でせん断ひび割れが生じた。F型試験体の加力の特徴から、梁のローラ支点端で材軸方向への

表-4 コンクリート(Fc21)の材料試験結果

圧縮強度(MPa)	引張強度(MPa)	ヤング係数( $\times 10^4$ MPa)
30.6	1.9	2.1

表-5 鉄筋の材料試験結果

直径	規格	降伏強度(MPa)	引張強度(MPa)	ヤング係数( $\times 10^5$ MPa)
D4	SD295	342	525	1.9
D6	SD295	348	517	1.9
D10	SD345	386	524	2.0
D13	SD345	385	553	2.1
D16	SD345	379	545	2.1

変形が拘束されにくく、結果として梁の危険断面位置でのひび割れが閉じにくい傾向が生じ、 $R_1$ が1.0%を超えても垂れ壁が柱に接触しなかったため、2層梁スリット間に鉄板（厚さ：10mm）を挿入し、柱と接触させた。その後、 $R_1=+1.5\%$ では接触部分でのコンクリートの剥落が観察され、 $R_1$ の増加と共にひび割れの進展やコンクリートの剥落がより激しくなった。

#### 3.3 最大残留ひび割れ幅の推移

各試験体における構造部材の最大残留ひび割れ幅と $R_1$ の関係を図-4に示す。 $R_1$ の増加に伴い、各部材の最大残留ひび割れ幅も増加した。また、各試験体の2層梁と3層梁の最大残留ひび割れ幅の推移が概ね同様であるものの、柱部材の最大残留ひび割れ幅よりやや大きい値を示している。2層柱は主筋が降伏しなかったため、最大残留ひび割れ幅の変化はほとんど見られなかった。

#### 3.4 荷重-変形関係

各試験体の荷重-変形関係を図-5に示す。

##### (1) F1 試験体

$R_1=+0.53\%$ で1層柱の主筋が降伏した後、2層梁および3層梁の主筋がほぼ同時に降伏し、崩壊メカニズム形成に至った。そして、 $R_1=+1.0\%$ で最大耐力124.4kNを記録し、それ以降から耐力が徐々に低下し、 $R_1=+3.3\%$ では最大耐力の80%となった。

##### (2) F2 試験体

F1試験体と同様に、 $R_1=+0.59\%$ で1層柱の主筋が最初に降伏し、 $R_1=+0.71\%$ および $+0.80\%$ で2層梁および3層梁の主筋がそれぞれ降伏した。また、崩壊メカニズムを形成した直後、 $R_1=+1.0\%$ で最大耐力136.8kNに至り、そこから耐力低下が開始され、 $R_1=+3.3\%$ で最大耐力の80%となった。

##### (3) FW 試験体

本試験体では、上記の2体の試験体と同様に1層柱、2層梁および3層梁の順に主筋が降伏し崩壊メカニズム形成となった。その後、垂れ壁と柱の接触により $R_1=+1.5\%$ まで耐力が増加し、最大耐力126.9kNを記録した。そして、 $R_1=+3.5\%$ まで緩やかに耐力低下し、最大耐力の80%に至った。

#### 3.5 被災度を表す特徴区間

文献2)では、梁降伏型RC造架構を対象として工学量に基づき「被災度」と対応する「特徴区間」と称する区

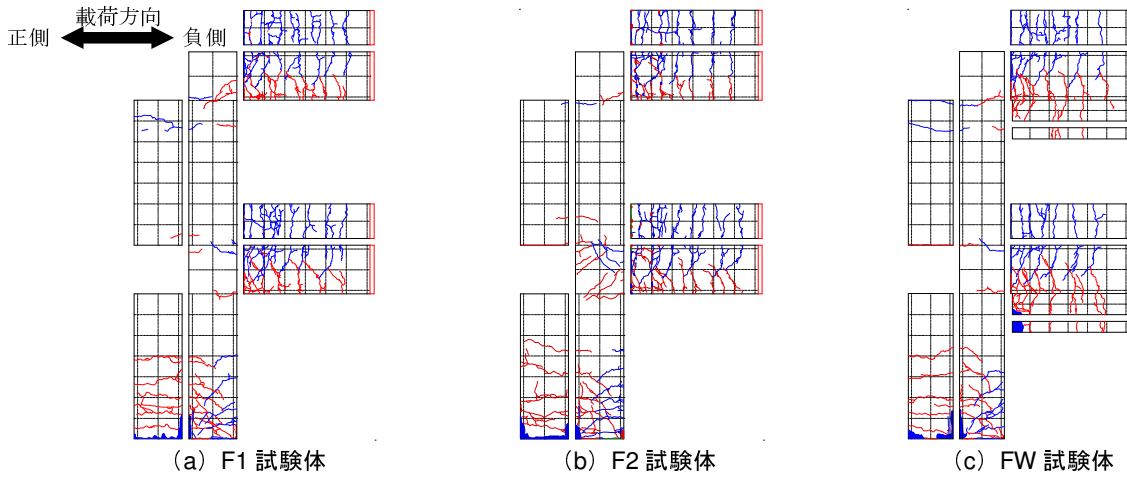


図-3 損傷量測定終了時の損傷状況 ( $R_1=3\%$ の時)

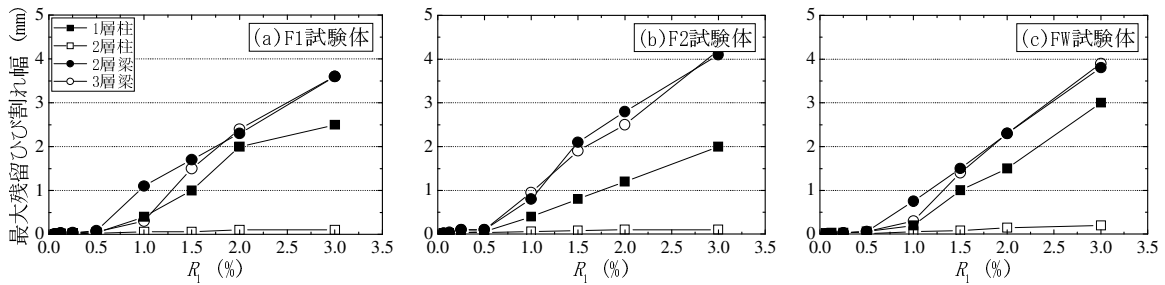


図-4 構造部材の最大残留ひび割れ幅と  $R_1$  の関係

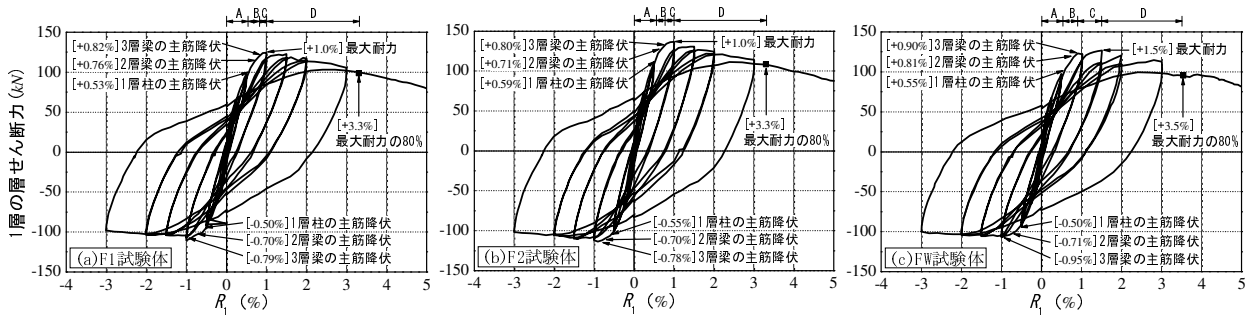


図-5 荷重と  $R_1$  の関係

間を定義している。即ち、図-6 のように架構の骨格曲線においてひび割れ部材発生から降伏部材発生までを A 区間、降伏ヒンジが架構内の各所に進展しメカニズム形成に至るまでを B 区間、最大耐力までを C 区間、水平耐力が最大耐力の 80%に低下するまでを D 区間、それ以降を E 区間として「被災度」の進展を表す「特徴区間」と定めている。

上記の定義に従い区分した各試験体の特徴区間を図-5 に併記する。F1 試験体と F2 試験体は、降伏点を超える部材の発生、架構のメカニズム形成、最大耐力および最大耐力の 80%低下時に応じる  $R_1$  が両者の間でほぼ同じであるため、各区間の変形量が両者の間でほぼ等しくなっている。FW 試験体の場合は設計方針の通り、架構のメカニズム形成に至るまでは F1 試験体とほぼ同様の傾向であったが、 $R_1=+1.0\%$ 以降垂れ壁と柱の接触により耐力が増加したため、C 区間が F1 試験体に比べ広い間

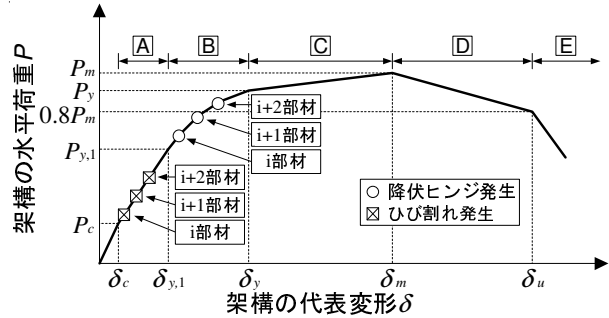


図-6 架構の特徴区間の定義

隔となっている。しかし、ほぼ同じ  $R_1$  で水平耐力が最大耐力の 80%に低下したため、D 区間の変形量が逆に小さくなった。

#### 4. 全架構残存耐震性能評価手法

##### 4.1 概要

筆者らが行った既往の研究<sup>2)</sup>では、梁降伏型 RC 造架

構を対象として、架構全体のエネルギー吸収能力に基づき残存耐震性能を表す全架構耐震性能残存率  $SI_m$  の理論解（文献2）の精算法）を提案している。また、被災現場への適用を考え、目視可能な部材の損傷から架構全体の  $SI_m$  を推定する手法（以下、曲げ耐力法、（文献2）の略算法）を提案している。

#### 4.2 $SI_m$ の理論解

架構の水平耐力が最大水平耐力の80%に低下した時を架構の安全限界と定め、架構を安全限界に至らしめる外力の大小で耐震安全性が定量的に表されるものとする。仮想仕事の原理から架構のエネルギー吸収量の大小に基づき耐震安全性が評価される。ただし、架構のエネルギー吸収量は架構の規模に応じて絶対量が異なるため、式(1)のようにある時点まで架構が消費したエネルギーの総和 ( $\sum E_{d,i}$ ) を架構が安全限界までに吸収可能なエネルギー総和 ( $\sum E_{u,i}$ ) で基準化し、全架構の残存耐震性能を表す  $SI_m$  と定義する。

#### 4.3 $SI_m$ の簡略評価手法（曲げ耐力法）の提案

式(1)に対して、架構の崩壊メカニズムを形成する際の各降伏ヒンジ部位のエネルギー消費量および吸収能力を、ある降伏ヒンジ部位  $c$ （例えば、最初に降伏するヒンジ部位）のエネルギー吸収能力  $E_{u,c}$  で基準化すると、式(2)が得られる。式(2)において、部材（降伏ヒンジ部位）の損傷度（I～V）を示す  $D$  以外の変数 ( $\alpha$  および  $\eta$ ) の定義は以下のとおりである。

##### (1) 降伏ヒンジ部位 $i$ のエネルギー寄与係数 $\alpha_i$

降伏ヒンジ部位  $i$  のエネルギー寄与係数  $\alpha_i$  は、基準部位  $c$ （上記式(2)を求める際、基準とした降伏ヒンジ部位）が架構の安全限界時までに吸収したエネルギー量 ( $E_{u,c}$ ) に対する他の降伏ヒンジ部位  $i$  のエネルギー吸収量 ( $E_{u,i}$ ) の比として定義する（式(3)）。しかし、被災現場において降伏ヒンジ部位のエネルギー吸収量を直接把握することは困難なため、これに代えて降伏ヒンジ部位の曲げ終局モーメントの比より  $\alpha$  を算定することを試み、1層建物を対象に別途検討を行ったところ、両者が概ね一致することを確認している<sup>2)</sup>。

本稿では、更に多層架構を対象に、上記同様曲げ終局モーメントを用いた  $\alpha$  の評価手法の妥当性を検証する。ここで、1層の柱脚を基準部位として、そのエネルギー吸収量 ( $E_{u,c}$ ) に対する2層梁端部および3層梁端部のエネルギー吸収量 ( $E_{u,b2}$  および  $E_{u,b3}$ ) の比から求めた  $\alpha$  と、その曲げ終局モーメント ( $M_{u,c}$ ) に対する2層梁端部および3層梁端部の曲げ終局モーメント ( $M_{u,b2}$  および  $M_{u,b3}$ ) の比から求めた  $\alpha'$  を表-6に示す。表-6より、いずれも曲げ終局モーメントの比から求めた  $\alpha'$  がエネルギー吸収量の比から求めた  $\alpha$  を近似しており、多層架構においても本手法を適用することが可能である。曲げ終

$$SI_m = \left( 1 - \frac{\sum_{i=1}^n E_{d,i}}{\sum_{i=1}^n E_{u,i}} \right) \times 100 (\%) \quad (1)$$

$$SI_m = \frac{\sum_{i=1}^n \alpha_i \times \sum_{D=1}^V \eta_{i,D}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i} \times 100 (\%) \quad (2)$$

$$\alpha_i = E_{u,i} / E_{u,c} \quad (3)$$

表-6 降伏ヒンジ部位のエネルギー寄与係数  $\alpha$

試験体名	2層梁		3層梁	
	$E_{u,b2}/E_{u,c}$	$M_{u,b2}/M_{u,c}$	$E_{u,b3}/E_{u,c}$	$M_{u,b3}/M_{u,c}$
F1試験体	0.66	0.70	0.62	0.70
F2試験体	0.93	1.02	0.51	0.56
FW試験体	0.67	0.70	0.61	0.70

表-7 部材の損傷度区分の定義と耐震性能低減係数  $\eta$ <sup>1),2)</sup>

損傷度	曲げ柱 <sup>1)</sup>		曲げ梁 <sup>2)</sup>		損傷度
	最大残留ひび割れ幅(mm)	$\eta_c$	$\eta_b$	最大残留ひび割れ幅(mm)	
I	0.2未満	0.95	0.99	0.2程度	I
II	0.2~1.0程度	0.75	0.9	0.2~1.0程度	II
III	1.0~2.0程度	0.5	0.7	1.0~2.0	III
IV	2.0以上	0.1	0.3	2.0超~4.0	IV
V	—	0	0	4.0超	V

局モーメントから  $\alpha$  を評価できることで、より簡便に  $SI_m$  を求めることができる。

##### (2) 部材の損傷度区分および耐震性能低減係数 $\eta$

部材（降伏ヒンジ部位）の損傷度および耐震性能低減係数  $\eta$  については、地震被災現場での作業効率を考え、破壊形式に応じた部材種別（例えば、曲げ柱、せん断柱、曲げ梁等）ごとに求めることとする。まず柱については文献1)において、力学性状の変化に基づき損傷度を定義したうえ、損傷度と最大残留ひび割れ幅の関係および損傷度に応じた  $\eta_c$  を定義している。同様の手法により、実験結果<sup>5)</sup> を用い梁について  $\eta_b$  を算定した結果<sup>2)</sup> を表-7に併記する。

## 5. $SI_m$ の多層架構への適用性

### 5.1 $SI_m$ と特徴区間の関係

式(1)に基づき各試験体の  $SI_m$  を算定し、 $SI_m$  指標により被災度を区分することを目的に、まず特徴区間（図-6参照）と  $SI_m$  との関係を図-7に、また、これらの結果を表-8に示す。F1試験体、F2試験体およびFW試験体において、A区間とB区間およびB区間とC区間を区分する  $SI_m$  の閾値がほぼ同じ値を示している。しかし、各試験体における安全限界時（架構の水平耐力が最大耐力の80%に低下する時）の  $R_1$  はほぼ同じであるが、FW試験体は、F1試験体とF2試験体に比べより大きい  $R_1$  で最大耐力となり、D区間の領域が減少したため（図-5参照）、C区間とD区間を区分する  $SI_m$  の閾値がFW試験体でより小さい値となった。一方、図-8に併記した既往の検討結果（●）<sup>2)</sup> と比べ、本試験体におけるC区間とD区間を区分する  $SI_m$  の閾値（■●▲）は大きい、これはD区間の領域が既往の検討対象試験体とほぼ同じ

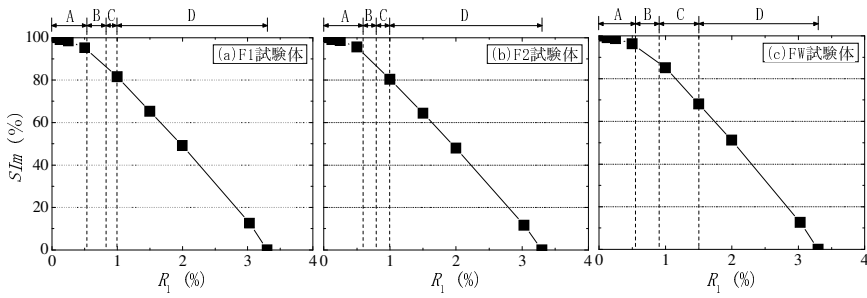


図-7 全架構耐震性能残存率  $Sl_m$

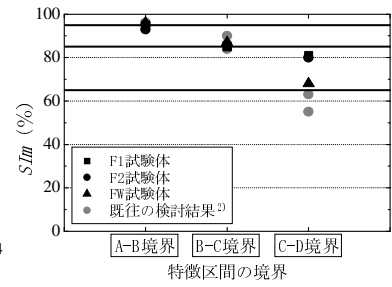


図-8  $Sl_m$  閾値の比較

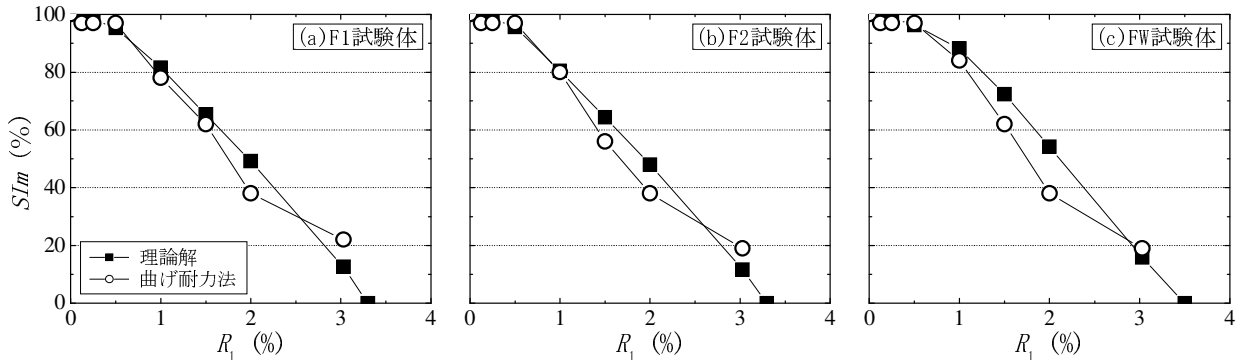


図-9 理論解と曲げ耐力法による  $Sl_m$  の比較

であるものの ( $E_u-E_d$ ) がほぼ等しい) 本試験体の安全限界時までの変形能力が小さい (結果的に  $E_u$  が小さい) ため、より大きい  $Sl_m$  が算出されている。

また、耐震性能低減係数  $\eta$  は実用的には損傷度に対して下限値から定められているため<sup>1),2)</sup>、これを用いた曲げ耐力法による  $Sl_m$  の値はより安全側に評価されていると考えられる。そこで、特徴区間を区分する  $Sl_m$  の閾値については図-8 に示したプロットの平均値から、A 区間と B 区間、B 区間と C 区間および C 区間と D 区間を区分する  $Sl_m$  の閾値をそれぞれ 95%、85% および 65% と定める。これにより、ここで提案する曲げ耐力法を被災現場で適用する際の閾値として利用でき、被災現場で架構の被災度を把握することが容易となる。

## 5.2 理論解と曲げ耐力法による $Sl_m$ の比較

本実験結果を用いて、理論解と曲げ耐力法により算定した  $Sl_m$  を図-9 に示して比較する。図-9 より、いずれの試験体においても両者は概ね一致しており、曲げ耐力法を多層架構の残存耐震性能評価へ適用可能であると考えられる。

## 6. まとめ

本研究では、梁降伏型 RC 造 2 層 F 型架構の静的加力実験を行い、その実験結果を用い全架構残存耐震性能評価手法の多層架構への適用性について検討を行った結果、以下の知見を得た。

- (1) 多層架構においても、部材 (降伏ヒンジ部位) の曲げ終局モーメントの比より求められる  $\alpha'$  とエネルギー吸収量の比より求められる  $\alpha$  が概ね一致すること

表-8 架構の特徴区間を区分する  $Sl_m$  の閾値

試験体名	特徴区間の区分		
	A-B 区間閾値	B-C 区間閾値	C-D 区間閾値
F1 試験体	95%	85%	81%
F2 試験体	93%	86%	80%
FW 試験体	96%	87%	68%

を確認し、本提案である曲げ耐力法による  $Sl_m$  の評価に適用可能であることを示した。

- (2) 被災現場で架構の被災度を把握することが容易となるよう各試験体の  $Sl_m$  の理論解を算出し、特徴区間を区分する  $Sl_m$  の閾値を提案した。
- (3) 曲げ耐力法による  $Sl_m$  の算定結果は理論解に実験データを適用した結果と概ね一致しており、本提案手法が多層架構へも適用可能であることを示唆した。

## 参考文献

- 1) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，1991.2 および 2001.9
- 2) 権淳日，高橋典之，崔琰，中埜良昭：梁降伏型 RC 造架構のエネルギー吸収能力に基づく全架構残存耐震性能評価，日本建築学会構造系論文集，Vol.78，No.693，pp.1931-1938，2013.11
- 3) 建築研究所：災害後の建築物の機能維持・早期回復を目指した構造性能評価システムの開発成果報告書，2011.1
- 4) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001.10
- 5) 東京大学生産技術研究所ほか：耐震診断法の高度化に関する検討報告書，2011.3