

論文 地震被害を受けた RC 造耐震壁部材の残存耐震性能評価

櫻井 真人^{*1}・西田 哲也^{*2}

要旨：本論文では、地震被害を受けた各損傷度状態における RC 耐震壁部材の残存耐震性能を明らかにすることを目的に、既往の耐震壁実験 14 例の荷重－変形角関係から耐震壁の耐震性能低減係数 η を精算し、実験時の各損傷状態と残存耐震性能の関連性について検討した。その結果、耐震壁部材の耐震性能低減係数 η は破壊形式によらず、せん断壁部材の基準値よりも大きくなる結果となった。また残留部材角は、せん断変形および曲げ変形によるひび割れをそれぞれ考慮することで精度よく算定できることを示した。

キーワード：耐震壁，耐震性能評価，ひび割れ幅，耐震性能低減係数，柱なし壁

1. はじめに

地震被害を受けた建物に対し、建物の継続的な使用の可否および適切な補修または補強を計画する上で、損傷により低下した耐震性能を把握することが肝要となる。このような建物の耐震性能評価には、日本建築防災協会の被災度区分判定基準¹⁾（以下、判定基準と略記）に示されるように損傷度区分に応じて決定される耐震性能低減係数 η を用いた手法がある。

耐震性能低減係数 η は、文野・前田らによって提案された概念²⁾であり地震被害を受けた建物部材の残留ひび割れなどから当該部材の損傷度区分および経験変形角を推定した後、終局変形時までに消費可能なエネルギーに対する消費エネルギーの比率によって算定される。

柱および梁部材においては既往の実験の荷重－変形角関係から各損傷度区分における残余吸収エネルギーを精算することで、耐震性能低減係数 η の妥当性の検証を行ってきた。しかしながら、耐震壁部材については未だ検証例が少なく、現行の判定基準ではせん断柱で設定された耐震性能低減係数 η を準用している状況にある。その一方で、近年の構造設計においては側柱の曲げ降伏が先行するいわゆる曲げ壁部材が設計される場合も増えてきている。よって、被災建物の残存耐震性能の評価精度の向上に向けて、耐震壁部材の破壊モードに応じた耐震性能低減係数 η を解明する必要がある。

本論文では、既往の耐震壁実験の結果から耐震壁の耐震性能低減係数 η を精算し、耐震壁の破壊形式の違いおよび側柱の有無が耐震性能低減係数 η に及ぼす影響を検証するとともに、現行の被災度区分判定基準の耐震性能低減係数 η の妥当性について検証した。また、実験時の損傷状態と残存耐震性能の関連性についても検討した。

2. 検証対象試験体

2.1 試験体概要

表－1 に検証試験体諸元を、図－1 に試験体形状をそ

れぞれ示す。本論では筆者らによる過去の実験結果や既往の構造実験結果から荷重－変形角関係や柱や壁板の主要部位のひび割れ幅データを入手可能なものを中心に、両側柱つき耐震壁で実験時の破壊モードがせん断破壊型および曲げ降伏型となったものと、枠柱のない耐震壁を全 14 体選定した。以下に検証対象試験体の概要を示す。

(1) 真田らによる実験³⁾

中低層 RC 造建物の下部を想定した 3/10 スケールの 1 層試験体である。せん断型である試験体 SW および曲げ型である基準試験体の 2 体を対象とした。

(2) 倉本、櫻井、松井らによる実験^{4), 5), 6)}

6 層 RC 造建物の下部を想定した 1/3 スケールの 2.3 層試験体である。せん断型である試験体 WNO および曲げ型である試験体 WNO-F, WNO-F2 の 3 体を対象とした。

(3) 倉本、松井らによる実験⁷⁾

6 層 RC 造建物の下部を想定した 1/3 スケールの 2 層試験体である。せん断型である試験体 WAS および曲げ型である試験体 WBS の 2 体を対象とした。

(4) 河野、坂下らによる実験^{8), 9), 10)}

6 層 RC 造建物の下部を想定した 4/10 スケールの 2.3 層試験体である。せん断型である試験体 N1 および曲げ型である試験体 N11, NF1 の 3 体を対象とした。

(5) 河野、坂下らによる実験¹¹⁾

中低層 RC 造建物の下部を想定した 4/10 スケールの 3 層試験体である。枠柱のある試験体 BC40, BC80 および枠柱のない試験体 NC40, NC80 の 4 体を対象とした。なお、枠柱のない試験体は、断面せい、全断面積および端部拘束領域断面積を枠柱のある試験体と同一とした。また、BC40 および NC40 はせん断補強筋間隔が 40mm であり、設計終局変形角が 1.5%以上である。BC80 および NC80 はせん断補強筋間隔 80mm で設計終局変形角 1.5%未満としている。

2.2 検証試験体の実験結果

(1) せん断力－変形角関係

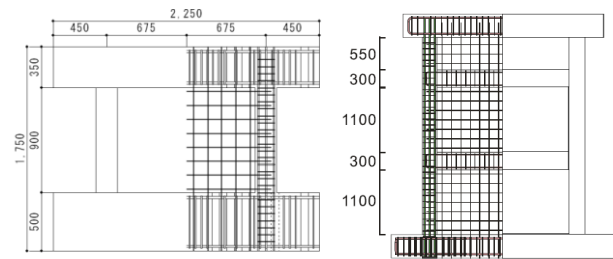
*1 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 助教 博士(工学) (正会員)

*2 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 教授 博士(工学) (正会員)

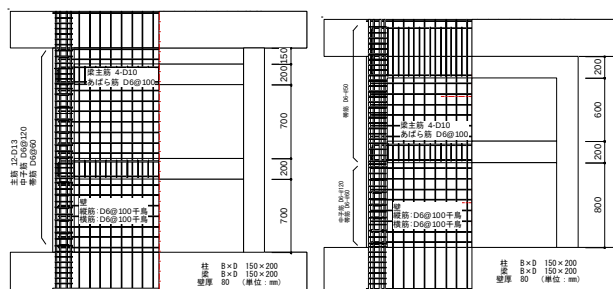
表－１ 試験体諸元

試験体	真田らによる実験		倉本・櫻井・松井らによる実験			倉本・松井らによる実験		河野・坂下らによる実験			河野・坂下らによる実験			
	SW	基準試験体	WNO	WNO-F	WNO-F2	WAS	WBS	N1	N11	NF1	BC40	BC80	NC40	NC80
破壊形式	せん断	曲げ	せん断	曲げ	曲げ	せん断	曲げ	せん断	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ
側柱の有無	有り	有り	有り	有り	有り	有り	有り	有り	有り	有り	有り	有り	無し	無し
スーール	3/10	1/3	1/3			1/3		4/10			4/10			
層数	単層		2.3層			2層		2.5層			2.5層			
M/Qd	1.2	1.0	1.2	1.8	1.8	1.38	1.8	1.0	2.0	2.0	1.71			
柱*	B×D	180×180(mm)	200×200(mm)			200×200(mm)		300×300(mm)	250×250(mm)	250×250(mm)	250×250(mm)	250×250(mm)	128×520(mm)	128×520(mm)
	主筋	8-D10	12-D13	12-D13	8-D13	12-D13		8-D19	8-D22	8-D16	8-D10	8-D10	12-D10	12-D10
	帯筋 ($p_w=0.13\%$)	D4@60 ($p_w=0.24\%$)	D6@60($p_w=0.53\%$) 中子: D6@60($p_w=0.27\%$)			D6@60($p_w=0.53\%$) 中子: D6@120($p_w=0.27\%$)		2-φ 10@75 ($p_w=0.73\%$)	2-D6@100 ($p_w=0.25\%$)	2-D6@50 ($p_w=0.51\%$)	3-D6@40 ($p_w=0.95\%$)	3-D6@80 ($p_w=0.32\%$)	4-D6@40 ($p_w=2.47\%$)	4-D6@80 ($p_w=1.24\%$)
壁	壁厚	70(mm)	80(mm)			80(mm)		80(mm)	70(mm)	80(mm)	80(mm)	80(mm)	128(mm)	128(mm)
	壁筋	D4@120ダブル ($p_w=0.31\%$)	D6@100千鳥 ($p_w=0.4\%$)			D6@100千鳥 ($p_w=0.4\%$)		D6@100千鳥 ($p_w=0.4\%$)	D6@160 ($p_w=0.28\%$)	D6@100千鳥 ($p_w=0.4\%$)	D6@100千鳥 ($p_w=0.4\%$)	D6@100千鳥 ($p_w=0.4\%$)	D6@100千鳥 ($p_w=0.25\%$)	D6@100千鳥 ($p_w=0.25\%$)
コンクリート F_c (MPa)	22.3	22.4	20.1	21.0	27.7	26.0	27.4	25.9	28.2	24	59.5	59.5	52.5	52.5

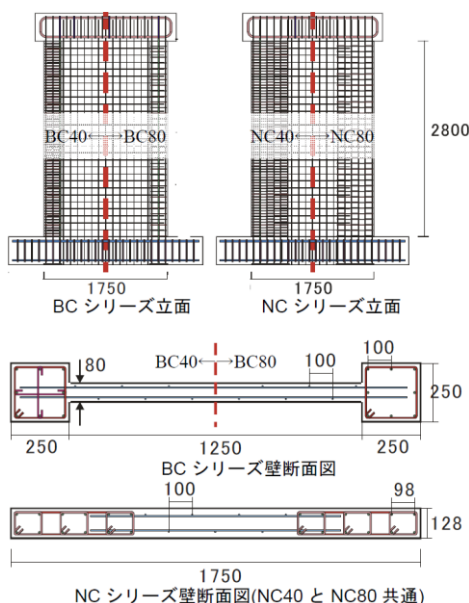
* 側柱なしの試験体では端部拘束領域の諸元を示す



(a) 真田らによる実験(試験体 SW) (b) 河野, 坂下らによる実験(試験体 N11)



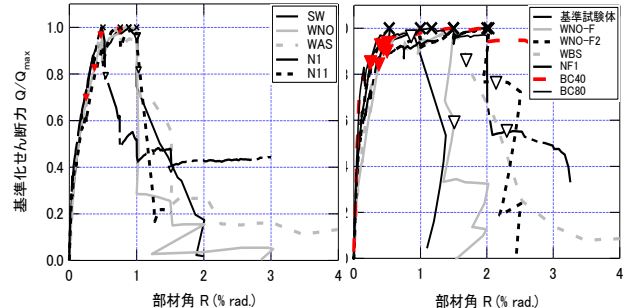
(c) 倉本, 櫻井, 松井らによる実験(試験体 WNO) (d) 倉本, 松井らによる実験(試験体 WAS)



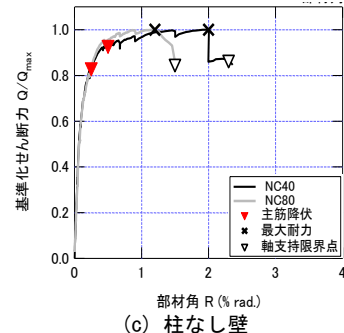
(e) 河野, 坂下らによる実験

図－１ 試験体形状

各試験体のせん断力－変形角関係を図－２に示す。なお、本図では、各試験体のせん断力を最大せん断力で除した基準化せん断力で示した。また、本図は実験時の破



(a) 両側柱つき壁、せん断型 (b) 両側柱つき壁、曲げ降伏型



(c) 柱なし壁

図－２ せん断力－変形角関係

壊モードおよび枠柱の有無別に(a)~(c)に分けて示す。図－２をみると、せん断型試験体は試験体 N1 を除いたすべての試験体が曲げ降伏後のせん断破壊によって 1%付近で急激な耐力低下が生じた。これに対して、曲げ型試験体はいずれも曲げ降伏後に大変形領域まで耐力を保持する結果となった。また、側柱のない試験体については、鉄筋量および断面積が曲げ型試験体 BC40 および BC80 と同等となるよう設計されたこともあり、曲げ型耐震壁と同等の挙動を示した。

(2) 残留ひび割れ

検証試験体のうち、ひび割れ幅のデータがある試験体 WNO, WNO-F および WNO-F2 を対象に残留ひび割れ幅の検証を実施した。図－３の左側に当該試験体の 1 層におけるひび割れ幅－変形角関係を示し、図－３の右側に最大耐力時におけるひび割れ図を示す。また、表－２に柱および壁板の総残留ひび割れ幅の比率を示す。残留ひび割れ幅は実験中に各目標変形角の正載荷除荷後に測定したひび割れ幅とする。ただし、同図ではひび割れを実大部材に換算するためにひび割れ幅実測値に縮尺で除し

ている。図-3のひび割れ図では破壊形式によらず、ひび割れ推移やひび割れ方向など文献(12)で示される準脆性型部材のものとほぼ同様の傾向を示しており、柱では曲げひび割れが、壁板ではせん断ひび割れが卓越していることがわかる。一方、残留ひび割れ幅と変形角の関係をみると、いずれの試験体においても主筋降伏までは柱、壁板によらずひび割れ幅はおよそ 1.0mm 以内となっていることがわかる。また、曲げ降伏後にせん断破壊が生じた試験体 WNO では、最大耐力を記録した変形角 $R=1.0\%$ において壁板の総残留ひび割れ幅が 11.8mm、柱の総残留ひび割れ幅が 4.0mm となった。また曲げ型の破壊性状を示した試験体 WNO-F では、変形角 $R=1.0\%$ において柱の総ひび割れ幅が壁板のものを一時的に卓越するものの、最大耐力を記録した変形角 $R=1.5\%$ において壁板の総残留ひび割れ幅が 14.4mm、柱の総残留ひび割れ幅が 6.0mm となった。試験体 WNO-F2 では、主筋降伏を確認した変形角 $R=0.5\%$ ではひび割れのほとんどを柱が占めているものの、変形角 $R=1.5\%$ において壁板の総残留ひび割れ幅が 38.4mm、柱の総残留ひび割れ幅が 12.0mm となった。このことから、曲げせん断型となる耐震壁部材においては側柱の主筋降伏まで柱部分と壁板部分で残留ひび割れ幅がおよそ同程度となる。その後、変形角の進行に伴い柱部分の残留ひび割れに比べて壁板の残留ひび割れが増大している傾向が認められる。一方、曲げ型の耐震壁部材においても主筋降伏もしくはその直後において一時的に柱の総ひび割れ幅が卓越するものの最大耐力付近ではせん断型のものと同様の傾向を示した。また、壁板部分の総残留ひび割れ幅に対する柱部分の総残留ひび割れ幅はおよそ 0.3 程度となることがわかった。

以上のことから耐震壁部材の損傷状況は、側柱主筋降伏までの性状は破壊形式の違いによらずほぼ同様の傾向を示す一方で、側柱主筋降伏以降は破壊形式の違いが柱および壁板のひび割れの拡幅量や残留ひび割れ幅に影響を及ぼすものと推察される。

3. ひび割れ幅による損傷度分類

実験結果より、耐震壁の破壊形式に応じて柱と壁の残留ひび割れ幅に差異がみられることがわかった。文野・前田らは既往の研究において残留ひび割れ幅を用いて部材全体の残留変形角を算定することで部材の損傷度推定を行うことを提案している²⁾。ここでは、柱の残留ひび割れを耐震壁の曲げ変形によるもの、壁板の残留ひび割れをせん断変形によるものと仮定した場合における既往の提案式による残留部材角の推定精度を検証する。

3.1 残留変形角の検討方法²⁾

耐震壁部材の 1 層壁板に生じたひび割れについてはすべてせん断変形によるものと仮定し、式(1)および式(2)で算定する。

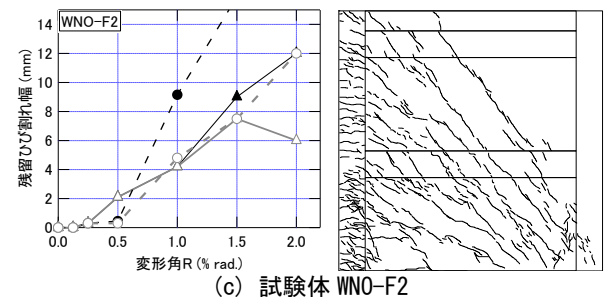
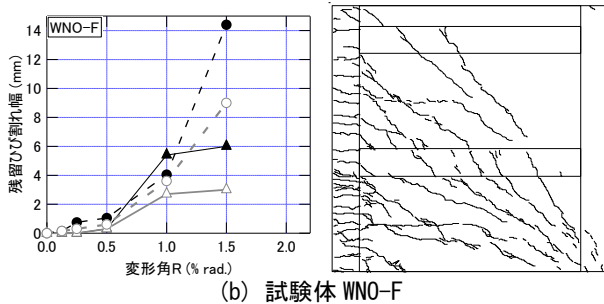
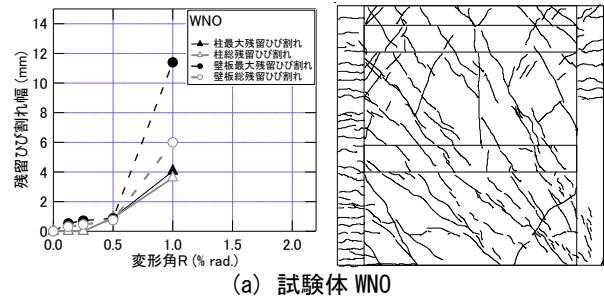


図-3 残留ひび割れ幅-変形角関係(左)とひび割れ図(右)

表-2 壁板および柱の総残留ひび割れ幅の割合

試験体	塑性率 μ	W_c / W_w			
		R=0.5%	R=1.0%	R=1.5%	R=2.0%
WNO	2.02	1.03	0.36	-	-
WNO-F	3.98	0.29	1.33	0.21	-
WNO-F2	5.02	4.67	0.46	0.57	0.31

$$\delta_s = \sum W_i \cdot \sin \theta \quad (1)$$

$$\sin \theta = \frac{h}{\sqrt{h^2 + L^2}} \quad (2)$$

ここで、 h : 階高(mm)

L : 全長(mm)

W_i : i 番目のひび割れ幅(mm)

以上により、せん断変形角 R_s は式(3)により算定する。

$$R_s = \frac{\delta_s}{h} = \frac{\sum W_i}{\sqrt{h^2 + L^2}} \quad (3)$$

一方、1 層柱に生じたひび割れはすべて曲げ変形によるものと仮定し、式(4)により算定する。また式(4)で用いる耐震壁断面の中立軸 X_n は式(5)により算定する。

$$R_f = \frac{\sum W_f}{L - X_n} \quad (4)$$

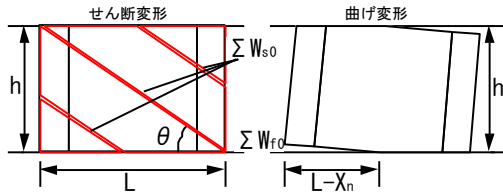


図-4 ひび割れ算定方法

$$X_n = \frac{2N}{t_e \cdot \sigma_B} \quad (5)$$

ここで、 ΣW_f ：総残留曲げひび割れ幅(mm)

X_n ：中立軸(mm)

N ：側柱軸力(N)

t_e ：耐震壁の等価壁厚(mm)

σ_B ：コンクリートの圧縮強度(MPa)

以上より、部材の残留変形角 R_{e0} は曲げ変形角 R_f とせん断変形角 R_s の総和とし、次式で与えられる。

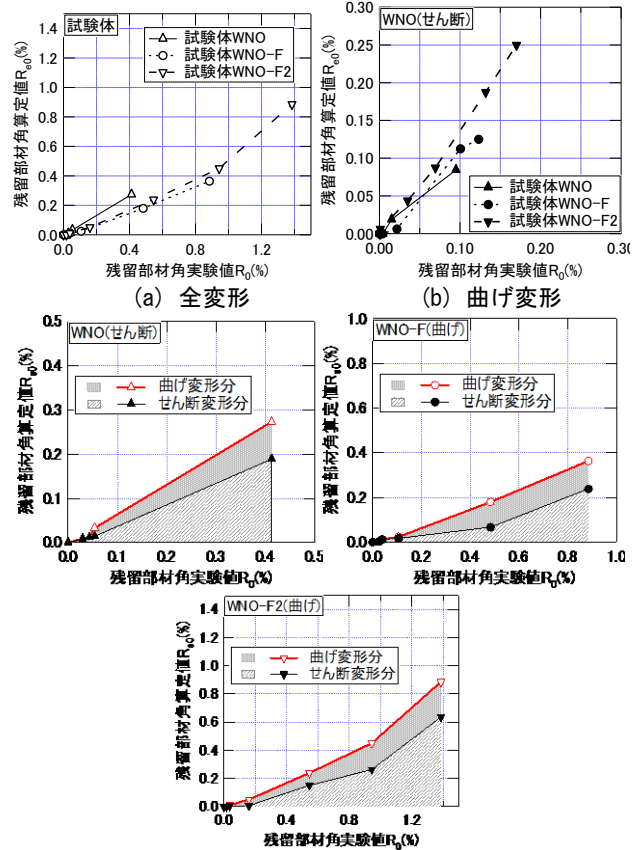
$$R_{e0} = R_{s0} + R_{f0} \quad (6)$$

以上の手法は文献2)において柱部材を対象に適用していたものであり、これまでせん断壁に対する算定ではせん断変形のみを対象として算定していた。本論で対象とする曲げ壁部材では全変形成分のうち、曲げ変形が占める割合が一定以上あることが予想され、この影響を考慮するため当該算定手法を採用することとした。

3.2 検証結果

図-5に残留変形角の算定結果と実験結果の関係を示す。なお、図-5(b)の曲げ変形は1層側柱の軸方向に設置した変位計より求められた曲率から算定している。図-5(a)によると、式(3)および(4)による残留変形角の算定結果はいずれの実験値を過小評価する結果となった。これは検証に用いた総残留ひび割れ幅は比較的大きい主要なひび割れのみを合算しており、すべてのひび割れを考慮できていないことが原因と考えられる。一方、本検討で新たに考慮した曲げ変形については図-5(b)をみると、変位増大に伴い試験体 WNO-F2の算定結果がやや大きくなるものの、おおよそ実験値と計算値で良い対応を示したといえる。これは、側柱の曲げひび割れにおける主要なひび割れの本数は壁板に生じるせん断ひび割れと比べると少なく、ほとんどの曲げひび割れを算定に含めることができたために実験値を精度よく評価することができたと推察される。一方、せん断ひび割れに対してはいずれも実験値を過小評価する結果となったことから、考慮すべき壁板のせん断ひび割れ測定ルールなどについて今後の検討を要する。

なお、図-5(c)をみるといずれの残留変形角においても、全変形成分のうちおおよそ3割程度を曲げ変形成分



(c) 曲げ変形、せん断変形比率

図-5 残留変形角算定値－実験値関係

が占める結果となり、曲げ壁部材の算定には曲げ変形成分を精度よく評価することが肝要であるといえる。

4. 耐震性能低減係数 η の検証

4.1 算定方法

耐震性能低減係数 η の算定について、判定基準に記載されている RC 柱に対する算定手法を準用する¹⁾。部材変形角が、図-6に示す各損傷度区分境界まで到達した時の耐震性能低減係数 η を算出した。また、部材の破壊モードに応じて文献12)に示す方法により、脆性型柱をせん断壁、準脆性型柱を曲げせん断壁、曲げ柱を曲げ壁に読み替えて分類し、それぞれの手法に応じて算定した。以下にその詳細を示す。

本検討では、耐震性能低減係数 η は図-6に示すように耐震壁部材の全エネルギー吸収能力に対する各損傷度区分境界における消費エネルギー E_d の比率として式(7)のように定義する。

$$\eta = \frac{E_r}{E_r + E_d} \quad (7)$$

ここで、 E_d ：消費エネルギー

E_r ：残余エネルギー吸収能力

損傷度区分は耐震壁実験結果の破壊形式に応じて図-6に示すようにそれぞれ求めた。損傷度区分判定に必

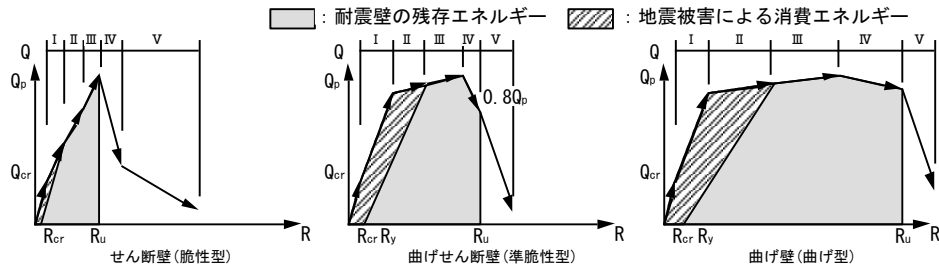


図-6 耐震性能低減係数 η の算定概念

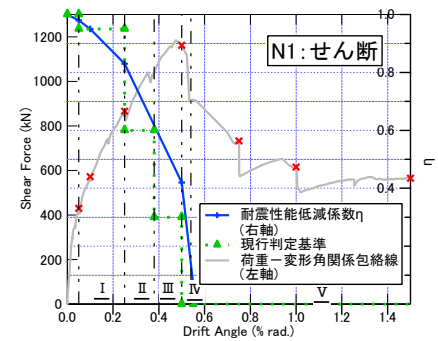
要となる側柱の主筋降伏時せん断力 Q_y 、降伏時部材角 R_y および終局時変形角 R_u 、ひびわれ強度時せん断力 Q_{cr} および部材角 R_{cr} は実験結果のものを用いることとしたが、当該データの記載がない試験体についてはひびわれ強度時せん断力を $Q_y/3$ 、同部材角を $R_y/10$ とそれぞれ定義した。また、本検討では損傷度ⅡとⅢの境界をひびわれ強度時変形角 R_{cr} と最大耐力時変形角 R_u を等分した時点の変形角と定義した。また、曲げ部材のうち、実験中に耐力低下がみられなかったものについては終局時変形角 R_u を $5R_y$ とした。さらに曲げせん断部材のうち、終局変形角 R_u は最大耐力の80%と仮定した。曲げ降伏状態から大変形領域まで最大耐力が発現しないものについては、損傷度ⅢおよびⅣの境界を $2R_y$ 、終局変形を $3R_y$ と頭打ちとすることとした。

4.2 算定結果

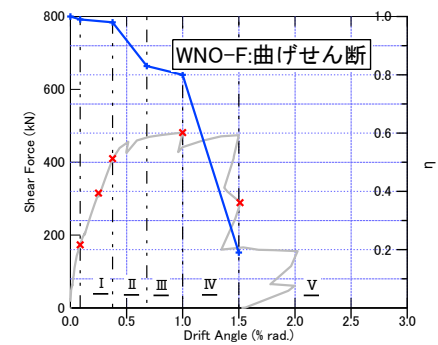
図-7に各破壊モードの代表的な試験体を1例とした耐震性能低減係数 η —経験変形角関係を示す。また、図-8および表-3に耐震性能低減係数 η —損傷度区分関係および耐震性能低減係数 η の平均値と下限値を示す。

図-7をみると、いずれの試験体においても破壊モードや側柱の有無によらず、変形角の進行に応じて耐震性能低減係数 η を評価できることを示している。特に、枠組のない耐震壁においても枠組のある場合と同等の結果を示していることから、耐震性能低減係数 η による性能評価が可能であるといえる。ただし、拘束領域など条件の異なる場合などさらなる検証も必要である。

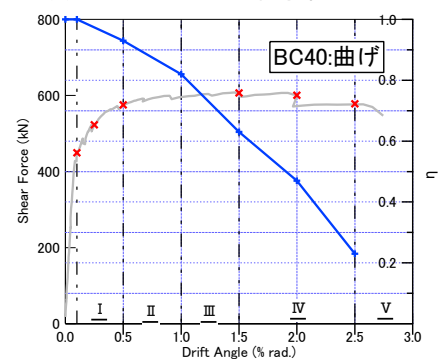
続いて図-8および表-3をみると、いずれの破壊形式の試験体においても耐震性能低減係数 η の下限値は現行基準のせん断壁規定値を上回る結果となり、現行基準によって耐震壁部材の残存耐震性能を安全側に評価することが可能であるといえる。また、平均値についてみると、せん断壁および曲げせん断壁については損傷度ⅠからⅢまで、曲げ壁についてはすべての損傷度区分でせん断壁規定値を上回る結果となった。これは、耐震壁部材においてはせん断破壊型であっても、柱部材のようにせん断破壊により軸支持能力を失うほど急激な耐力を起すようなものが少なく、終局変形角を損傷度ⅣとⅤの境界で仮定することができたため、曲げ柱部材規定値に近い結果を示したものと推察される。



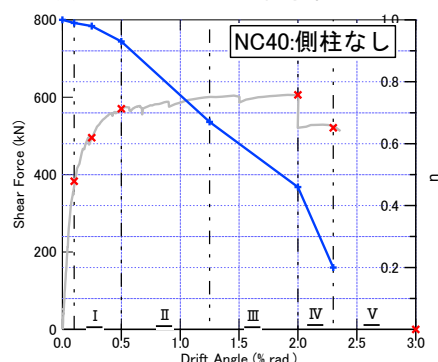
(a) せん断型 (試験体 N1)



(b) 曲げせん断型 (試験体 WNO-F)



(c) 曲げせん断型 (試験体 BC40)



(d) 側柱なし (試験体 BC40)

図-7 耐震性能低減係数 η の算定結果

5. まとめ

本論文では、既往の耐震壁実験の結果から耐震壁の残余吸収エネルギーを精算し、耐震壁の破壊形式の違いおよび側柱の有無が耐震性能低減係数 η に及ぼす影響を検証した。また、実験時の各損傷状態と残余耐震性能の関連性についても検討した。

以下に得られた知見を示す。

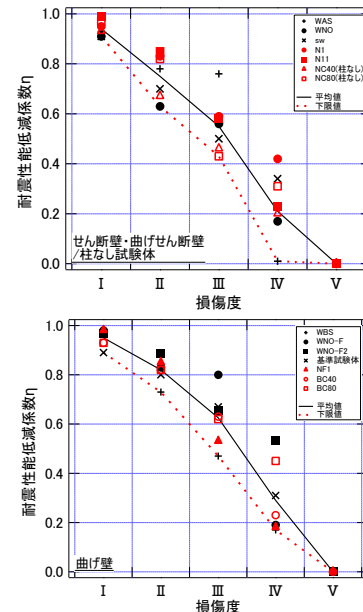
- (1) 耐震壁部材の損傷状況は、側柱主筋降伏までの性状は破壊形式の違いによらずほぼ同様の傾向を示す一方で、側柱主筋降伏以降は破壊形式の違いが柱および壁板のひび割れの拡幅量や残留ひび割れ幅に影響を及ぼす。
- (2) 耐震壁部材の残留部材角は、壁板ではせん断変形によるひび割れ、柱では曲げ変形によるひび割れをそれぞれ考慮することで精度よく算定できる。
- (3) 枠柱のない耐震壁に対する耐震性能低減係数 η 算定結果は枠柱のある同程度の性能の耐震壁とおよそ同等の結果を示し、枠柱のない耐震壁でも端部に十分な配筋を施したものであれば耐震性能低減係数 η を用いた評価が可能である。
- (4) いずれの破壊形式の試験体においても耐震性能低減係数 η の下限值は現行基準のせん断壁規定値を上回る結果となり、耐震壁部材の残存耐震性能を安全側に評価することが可能である。

謝辞

本論文の作成にあたり、大阪大学大学院の真田靖士准教授および京都大学大学院の坂下雅信助教に耐震壁実験データ提供のご協力を頂いた。厚くお礼申し上げます。

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及び復旧技術指針，2002.8
- 2) 文野正裕，前田匡樹，長田正至：部材の残余耐震性能に基づいた震災 RC 造建物の被災度評価法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，pp.1447-1452，2000.6
- 3) 廣瀬泰三，真田靖士，Botirjon YORGINOV：曲げ降伏先行型耐震壁の危険断面応力計測に基づく力学的弱点の抽出，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.457-462，2008.7
- 4) 櫻井真人，松井智哉，倉本洋：複数開口を有する RC 造耐震壁の耐震性能に及ぼす開口位置の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，pp.415-420，2010.7
- 5) 櫻井真人，田中昭，松井智哉，倉本洋：複数開口を有する RC 造耐震壁の破壊モードに及ぼすせん断スパン比の影響，Vol.33，pp.469-474，2011.7



図－8 耐震性能低減係数 η －損傷度関係

表－3 耐震性能低減係数 η の平均値および下限値

損傷度	耐震性能低減係数 η					
	せん断・曲げせん断				現行基準	
	平均	下限値	平均	下限値	せん断・柱なし壁	曲げ柱
I	0.94	0.91	0.95	0.89	0.95	0.95
II	0.75	0.63	0.82	0.73	0.6	0.75
III	0.55	0.43	0.625	0.47	0.3	0.5
IV	0.21	0.01	0.29	0.17	0	0.1
V	0	0	0	0	0	0

- 6) 田中昭，櫻井真人，松井智哉，倉本洋：曲げ降伏が先行する複数開口 RC 造耐震壁の構造性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，pp.367-372，2012.7
- 7) 秋田知芳，倉本洋，松井智哉，壁谷澤寿海：静的載荷実験に基づく RC 造耐震壁の復元力特性のモデル化，構造工学論文集，Vol.51B，pp.415-426，2005.4
- 8) 森恭平，藁科誠，坂下雅信，河野進：偏在開口を有する RC 造耐震壁の耐震性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.433-438，2008.7
- 9) 岡田勇佑，吉村純哉，坂下雅信，河野進：有開口 RC 造連層耐震壁のせん断耐力評価法の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.373-378，2012.7
- 10) 石川俊介，岡田勇佑，坂下雅信，河野進：曲げ変形が卓越する有開口 RC 造耐震壁の終局性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.463-468，2011.7
- 11) 阪本康平，坂下雅信，河野進，谷昌典：枠柱と端部拘束量が耐震壁の曲げ終局変形性能に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.379-384，2012.7
- 12) 伊藤淑紘，高橋香菜子，前田匡樹：せん断破壊する鉄筋コンクリート造柱・壁部材の残存耐震性能の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.859-864，2013.7