

論文 曲げ変形が卓越する有開口 RC 造耐震壁の終局性能評価

石川 俊介^{*1}・岡田 勇佑^{*2}・坂下 雅信^{*3}・河野 進^{*4}

要旨: 開口周比が 0.4 前後の開口が偏在して多層に渡り、曲げ降伏が先行する連層耐震壁 4 体の静的載荷実験を行い、開口の大きさ及び位置が耐震壁の水平耐力や変形性能に与える影響を把握した。全ての試験体は壁脚で曲げ降伏した。各試験体の最大耐力は、靱性保証型耐震設計指針による曲げ略算式と加藤らによる曲げ耐力式を、開口の大きさ及び位置に応じて使い分けることで精度良く評価できることを確かめた。また、曲げ降伏後のせん断終局限界点変形角は、変形角に従って低減するせん断耐力を考慮することで評価できた。

キーワード: 連層耐震壁, 偏在開口, 開口周比, 開口低減率, 曲げ耐力, 変形性能, 終局限界点変形角

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）造建物の主要な耐震要素として採用される耐震壁は建築設計上の要求により開口を有する場合が多い。無開口耐震壁に関しては、耐震要素として有効な設計手法がすでに確立されている¹⁾。有開口耐震壁は、建築学会の規準²⁾（以下、RC 規準）においては開口周比に応じてせん断強度やせん断剛性を低減することにより、無開口耐震壁に準じた扱いがなされている。開口周比を考慮した耐力低減率は、開口の大きさが一定であれば開口位置に無関係にせん断耐力が決定できるので実用式としては簡便である。前報³⁾では、載荷実験を行い開口の位置及び大きさが耐震壁のせん断性状に与える影響を把握し、開口位置・大きさを変数としたパラメトリック解析を行い、開口がせん断

耐力及びせん断剛性に与える影響を検証した。しかし、開口が曲げ変形性能に与える影響について検討した研究例はこれまでに加藤らの研究⁴⁾など数例のみであり、限界変形の定量化などは急務の問題と考えられる。

そこで本研究では、前報³⁾に引き続き開口周比が 0.4 前後で開口が多層に渡って偏在配置された RC 造耐震壁の曲げ終局性能（水平耐力及び変形性能）の把握を目的として載荷実験を行った。また既往の設計式により水平耐力及び終局限界点の評価を行った。曲げ降伏が先行する試験体について、既往の設計式により水平耐力及び変形性能の予測ができることを確認した。

表-1 試験体の壁板の断面寸法と配筋

試験体名	NF1	RF1	SF1	SF2
開口寸法	—	825×800	400×800	400×800
等価開口周比 η	0	0.46	0.32	0.32
$1.1 \times l_{op} / l$	0	0.33	0.16	0.16
$1.1 \times \sqrt{h_{op} l_{op} / h l}$	0	0.46	0.32	0.32
$\lambda \sum h_o / \sum h$	0	0.28	0.24	0.24
壁厚 (mm)	80			
壁筋 (縦・横)	D6@100 千鳥 (SD295A) $p_s=0.40\%$			
開口補強筋 (縦)	—	1-D6	—	—
開口補強筋 (横)	—	2-D10	2-D6	2-D6

l_{op} : 開口部の長さ, l : 柱を含む壁部材の全せい, h_{op} : 開口部の高さ, h : 当該階の壁部材の高さ, h_o , l_o : 開口高さによる低減率の算定に用いる開口部の高さとし長さ, λ : 当該階から下の壁または基礎梁が変形しないと仮定することに伴う係数 ($=0.5(l+l_o/l)$)

表-2 試験体の柱及び梁の断面寸法と配筋 (4 体共通)

部材	断面(mm)	主筋	主筋比	せん断補強筋	せん断補強筋比
側柱	250×250	8-D16	2.54%	2-D6@50	0.51%
梁上段筋	200×300	2-D13	0.47%	2-D6@100	0.25%
梁下段筋		2-D13	0.47%		

表-3 使用材料の力学的性状
(a) 鉄筋

呼び径	D6	D10	D13	D16	D25
鉄筋種	SD295A				SD345
降伏強度 (MPa)	444	380	371	344	381
引張強度 (MPa)	526	536	524	509	575
ヤング係数 (GPa)	181	187	185	188	190

(b) コンクリート

試験体名	NF1	RF1	SF1	SF2
圧縮強度 (MPa)	24.0	24.3	30.5	30.6
割裂強度 (MPa)	2.3	2.1	2.5	2.7
ヤング係数 (GPa)	19.9	21.4	23.3	22.9

*1 京都大学 工学研究科建築学専攻 修士課程 (正会員)

*2 京都大学 工学研究科建築学専攻 修士課程

*3 京都大学 工学研究科 助教・博士 (工学) (正会員)

*4 京都大学 工学研究科 准教授・Ph.D. (正会員)

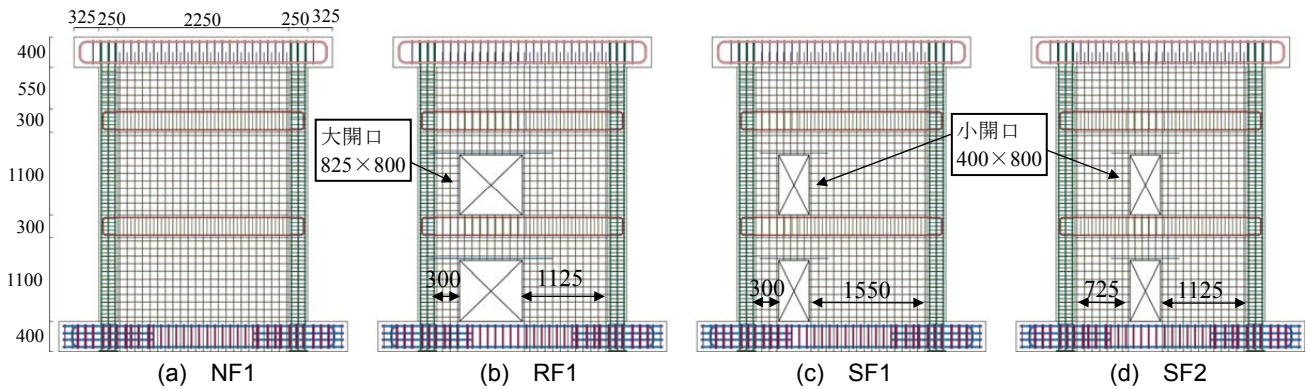


図-1 試験体形状及び配筋図 (単位 : mm)

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1 に試験体の寸法及び配筋を示す。想定建物は 6 層の連層耐震壁を有する RC 造建物とし、その最下層 3 層の 1 スパンを 40%スケールでモデル化した偏在開口付き連層耐震壁である。実験変数は文献 2)より求めた等価開口周比 η 及び開口位置である。試験体は表-1 に示すように、基準となる無開口試験体 NF1, 大開口が偏在する試験体 RF1 ($\eta=0.46$), 小開口が側柱近くに偏在する試験体 SF1 ($\eta=0.32$), 小開口が中央寄りに偏在する試験体 SF2 ($\eta=0.32$) の計 4 体である。今回は、袖壁付き柱の評価法を整備する意図で、開口を側柱から離れた試験体とした。また、試験体 RF1 の袖壁長さは 300mm 及び 1125mm とし、試験体 SF1 及び SF2 の袖壁長さに対応させた。

計算上全ての試験体でせん断破壊に先行して曲げ降伏することを確認した。なお、耐震壁のせん断耐力は文献 1)より求めた無開口耐震壁のせん断耐力に、文献 2)による開口低減率を乗じることで算出した。開口補強筋については、短期許容せん断力に相当するせん断力 (rQ_w) が壁板に作用した際に降伏することがないように、文献 2)に従って配筋した。試験体の断面寸法及び各部材の配筋詳細を表-1 及び表-2 に、鉄筋及びコンクリートの力学的特性を表-3 に示す。本実験では試験体の打設を 2 体ずつ行ったため、NF1 及び RF1 と、SF1 及び SF2 でコンクリート強度が異なっている。

2.2 荷装置

荷装置を図-2 に示す。水平方向加力は東側方向への荷を正方向と定義し、全体変形角を制御する変位制御型静的正負交番繰返漸増荷である。ただし、ここでは 3 階梁高さ中央位置での水平変位を基礎上面からの高さ 2650mm で除した変形角を全体変形角 (以後 R) として定義する。水平方向荷は 100kN で 1 回、R=0.05%, 0.1%, 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1.0%, 1.5%, 2.0% で各 2 回ずつ正負両方向に繰り返した後、R=4.0%となるまで正

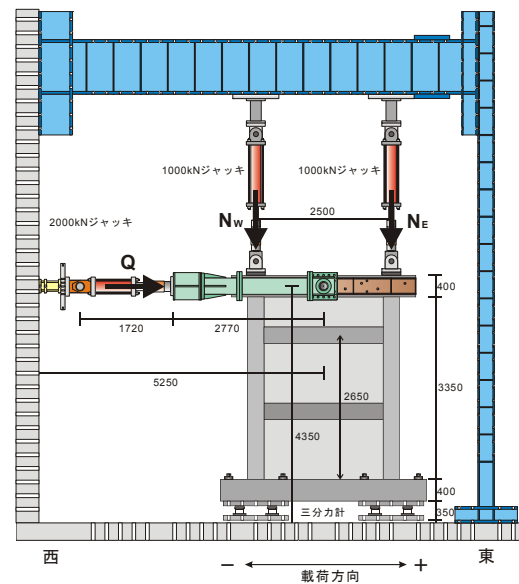


図-2 荷装置 (単位 : mm)

方向に単調加力したところで終了した。鉛直方向荷は、モーメント反曲点が基礎上面から 5000mm の位置 (せん断スパン比が 2.0) となるよう東西の鉛直ジャッキを制御し、付加曲げモーメントを加えた。東西それぞれの柱に作用させる軸力は、式(1)及び式(2)に示すように水平荷重 Q に応じて変動させた。但し、柱の長期軸力は 400kN とする。

$$N_W = -0.58Q + 400kN \quad (1)$$

$$N_E = +0.58Q + 400kN \quad (2)$$

3. 損傷の進展状況

図-3 に各試験体の最大耐力に到達したサイクルの除荷時におけるひび割れ状況を示す。赤線が正方向荷時、青線が負方向荷時の損傷を示す。実線及び点線で囲まれた部分はそれぞれ正方向荷及び負方向荷で耐力低下に起因した、あるいは損傷が大きかった部分である。また図-4 に各試験体の水平荷重-全体変形角関係を、表-4 に最大耐力及びその時の全体変形角を示す。図-4 中の◇印は正負それぞれにおける最大耐力を示す。

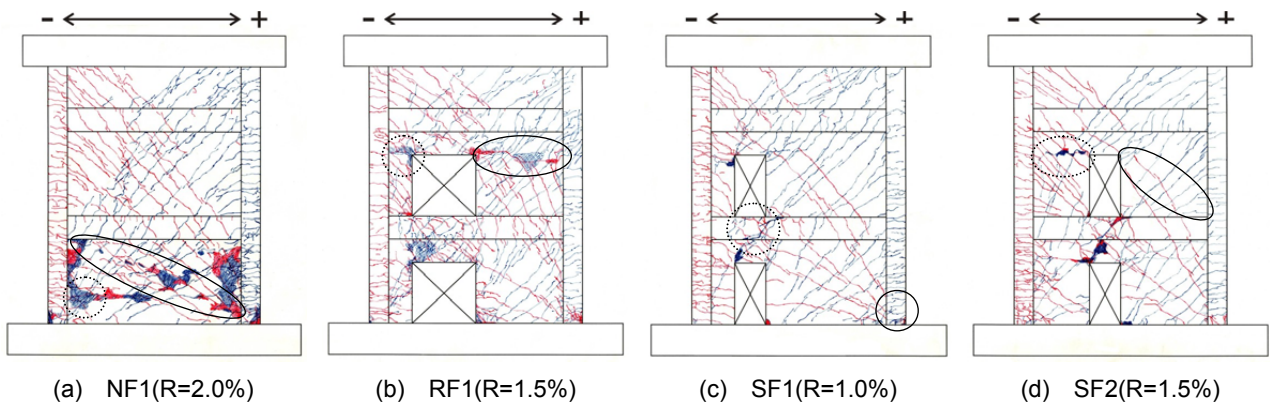


図-3 最大耐力時の損傷状況

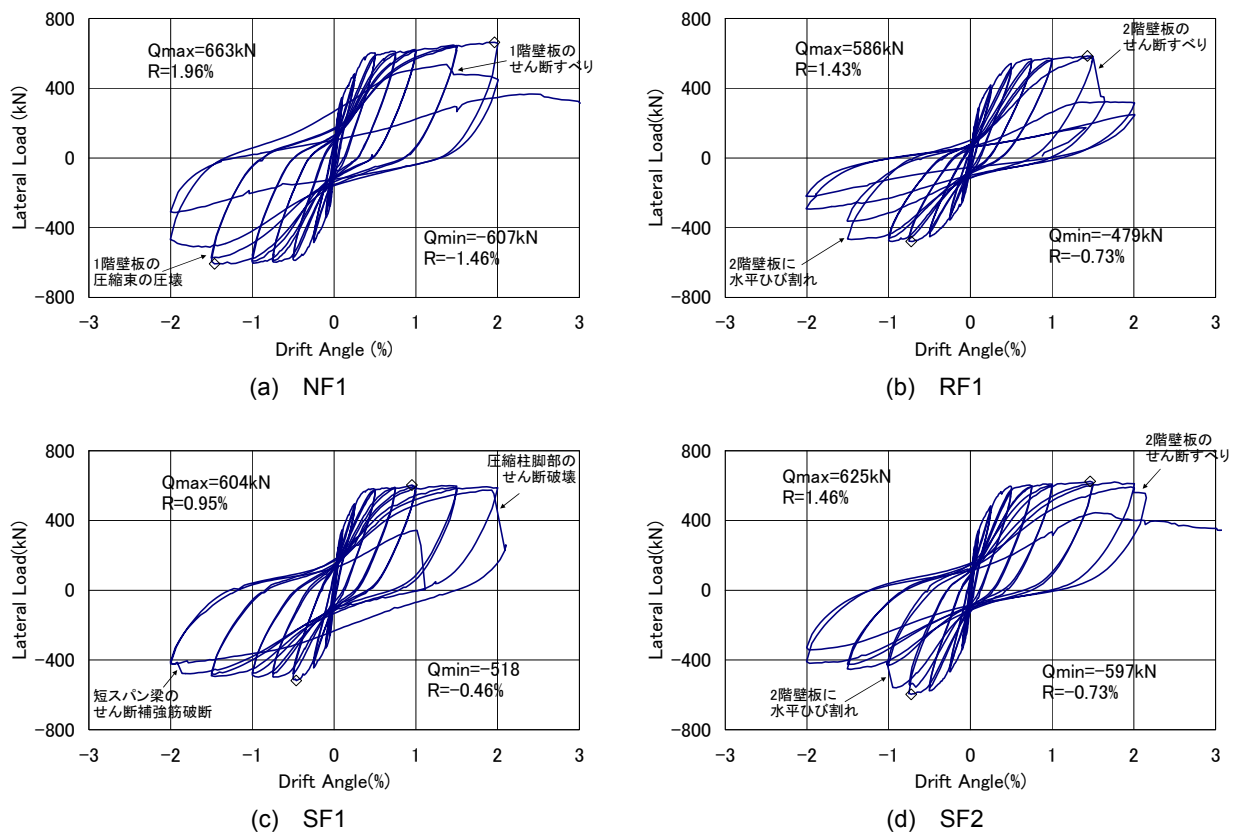


図-4 水平荷重-全体変形角関係

各試験体とも、全体変形角（以後 R と定義する）0.05% サイクルで壁板にせん断ひび割れが発生し、剛性が低下した。柱の曲げひび割れに関しては、試験体 RF1 のみ R=0.25% サイクル、他試験体は R=0.1% サイクルで発生し、せん断ひび割れよりも遅れて観測された。その後、枠梁をまたぐようなせん断ひび割れが増加し、壁板全体にひび割れが進展していった。R=0.5% では最大耐力にほぼ到達し、左右非対称な試験体 (RF1, SF1, SF2) では、荷重方向による耐力差及び変形性能に差異が見られた。

NF1 は、負方向荷重では R=1.5% 負側第 1 サイクルにおいて、1 階壁板隅角部のコンクリート圧縮束の圧壊によるかぶり剥落 (図-3(a)の点線) が始まり、その後損傷の進行とともに耐力が低下した。正方向荷重では、

R=2.0% 正側第 2 サイクルにおいて、1 階壁板隅角部の圧縮束の圧壊と同時に 1 階壁板対角方向にせん断滑りが生じ (図-3(a)の実線)、耐力が大きく低下した。

RF1 は、負方向荷重では R=0.75% 負側第 1 サイクルで最大耐力を迎えてからは、2 階短スパン梁下の垂れ壁が損傷し、変形の増大に伴って徐々に耐力が低下した。R=1.5% 負側第 1 サイクルにおいて、2 階開口上部横圧縮側袖壁に水平なひび割れ (図-3(b)の点線) が発生し、R=1.5% 正側第 2 サイクルにおいて同様に、2 階開口上部横圧縮側袖壁に水平なひび割れ (図-3(b)の実線) が発生し耐力が大きく低下した。

SF1 は、負方向荷重では R=0.5% 負側第 1 サイクルで最大耐力を迎えてからは、2 階短スパン梁に損傷が集中し、

耐力はほぼ一定で変形が進展した。R=2.0%負側第1サイクルにおいて短スパン梁のせん断補強筋が破断し(図-3(c)の点線)耐力が低下した。正方向載荷では、損傷は比較的軽微であり R=1.0%正側第1サイクルで最大耐力を迎えた後も、ほぼ一定の耐力を維持していた。R=2.0%正側第2サイクルにおいて圧縮側柱脚部がせん断破壊し(図-3(c)の実線)耐力が急激に低下した。

SF2は、負方向載荷ではR=0.75%負側第1サイクルで最大耐力を迎えた後、第2サイクルにおいて2階短スパン梁におけるせん断ひび割れが開き、耐力が低下した。R=1.0%負側第1サイクルにおいて2階開口上部横圧縮側袖壁に水平なひび割れが発生し(図-3(d)の点線)、再び耐力が大きく低下した。SF2のみ負方向載荷で先行して大きな耐力低下を起こした。正方向載荷の損傷は比較的軽微であり、R=2.0%正側第2サイクルにおいて2階開口横圧縮側袖壁に斜め方向のひび割れが発生して滑り(図-3(d)の実線)、耐力が低下した。その後、繰返し載荷により2階壁板及び短スパン梁のコンクリートが大きく剥落し、開口を挟んで左右の壁板がそれぞれ独立してロッキングするような挙動となり耐力低下した。

いずれの試験体も曲げ降伏が先行した。曲げ降伏後にせん断破壊し耐力が決まったのは、NF1、RF1及びSF1の正方向載荷並びにSF2の正負両方向載荷である。

4. 曲げ耐力に関する検討

4.1 建築学会靱性保証型設計指針¹⁾による曲げ耐力

式(3)に示す建築学会靱性保証型設計指針¹⁾による曲げ略算式を用いて算出し実験値と比較した。(式(3)における記号は文献を参照されたい。)有開口耐震壁については、開口で減少した壁縦筋の断面積を $\sum a_w$ を用いて耐力を算定した。

$${}_w M_y = a_t \sigma_y l_w + 0.5 \sum (a_w \sigma_{wy}) l_w + 0.5 N l_w \quad (3)$$

表-4に各試験体の水平耐力の実験値と曲げ耐力の計算値の比較を示す。式(3)では開口位置を考慮できないため、正負両方向で同一の最大耐力となる。開口位置の影響を把握するため、平面保持仮定に基づいた断面解析も別途実施したが、断面解析から得られる曲げ耐力は式(3)と同程度の値を示しており、平面保持仮定が成立する範囲に限れば、開口位置が曲げ耐力に及ぼす影響は小さいと考えられる。各試験体の正負最大耐力をそれぞれ比較すると、いずれの試験体においても正方向最大耐力に比べ負方向最大耐力は小さかった。左右対称な試験体NF1においても載荷方向による耐力差が見られ、負方向最大耐力は正方向載荷で受けた損傷が影響し、耐力が低下していると考えられる。いずれの試験体についても、実験値を正負両方向でほぼ精度良く評価できていたが、試験

表-4 最大水平耐力の実験値及び曲げ耐力の計算値

	実験結果				計算結果
	正方向		負方向		正・負
	最大耐力 (kN)	変形角 (%)	最大耐力 (kN)	変形角 (%)	最大耐力 (kN)
NF1	663 (1.20)	1.96	-607 (1.10)	-1.46	554
RF1	586 (1.10)	1.43	-479 (0.90)	-0.73	533
SF1	604 (1.12)	0.95	-518 (0.96)	-0.46	540
SF2	625 (1.15)	1.46	-597 (1.10)	-0.73	544

※括弧内は(実験値/計算値)を表す。

表-5 加藤式による曲げ耐力式の検討

		計算値 (kN)	実験値 (kN)	圧縮側袖壁長さ /柱芯々距離
RF1	正	300	586 (1.95)	0.45
	負	-460	-479 (1.04)	0.12
SF1	正	303	604 (1.99)	0.62
	負	-501	-518 (1.03)	0.12
SF2	正	415	625 (1.51)	0.45
	負	-469	-597 (1.27)	0.29

※括弧内は(実験値/計算値)を表す。

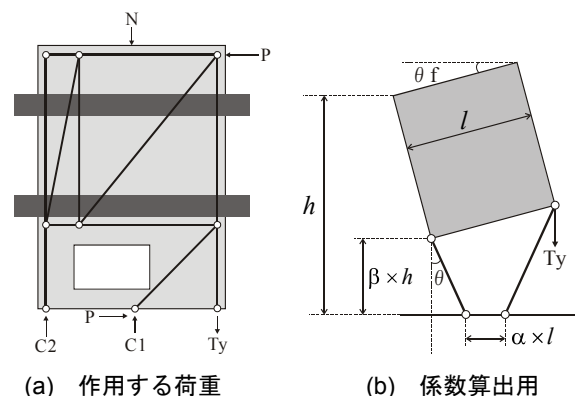


図-5 引張側袖壁のみでせん断力を負担するモデル⁴⁾

体RF1及びSF1の負方向では実験値を危険側に評価している。これはRF1及びSF1の負方向載荷では圧縮側袖壁の長さが短く、圧縮側袖壁のみでせん断力を負担できていないためと考えられる。そこで4.2節では加藤らの研究⁴⁾で示されている曲げ耐力式(以下、加藤式)を用いて算出し検討した。

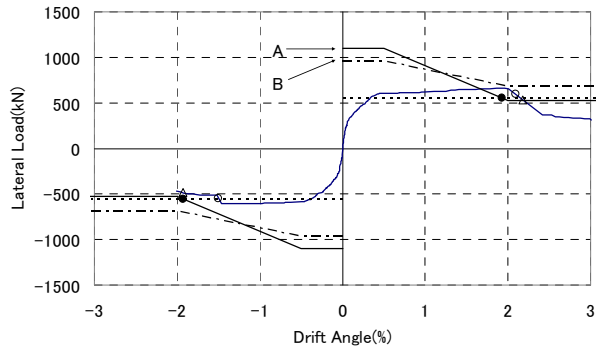
4.2 加藤らの研究⁴⁾による曲げ耐力

加藤らは圧縮側袖壁のみでせん断力を負担できない場合、図-5に示すような引張側袖壁のみでせん断力を抵抗するモデルを考え、以下に示す式(4)を提案している。

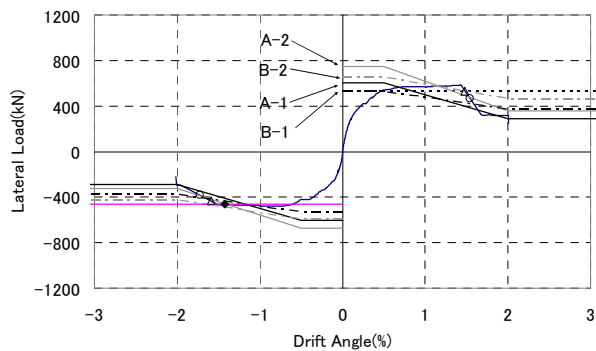
$$M = (1 - \alpha) / (1 - \alpha + \alpha\beta) \times {}_w M_y \quad (4)$$

${}_w M_y$ は式(3)の値で、 α 及び β は図-5(b)に示す。

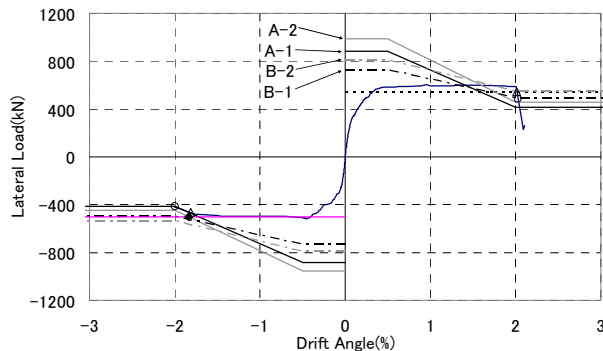
表-5に開口を有する試験体RF1、SF1及びSF2の水平耐力の実験値と加藤式により求めた曲げ耐力の比較



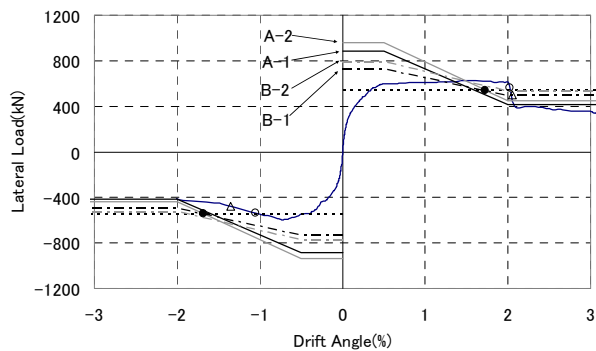
(a) NF1



(b) RF1



(c) SF1



(d) SF2

図-6 終局限界点の評価

を示す。4.1節で危険側の評価となっていたRF1及びSF1の負側最大耐力はともに精度よくかつ安全側に評価できた。しかしその他の耐力算定については、曲げ略算式による評価より精度が悪くなっている。これは加藤式で想定した機構とは異なる抵抗機構を形成しているためであり、各式の適用条件を定めて適切に式を使い分けることで、曲げ耐力をより精度良く評価することが可能になると考えられる。今回は、圧縮側袖壁長さを柱芯々距離で除した値が0.2未満の場合に加藤式を適用し、0.2以上の場合には式(3)を用いれば、実験結果を精度良く説明できる。

5. 終局限界点の評価

終局限界点の実験値を最大耐力の9割、もしくは8割に低下した時の全体変形角Rとして求めた。終局限界点の計算値は、Rの増加に伴ってコンクリート強度の有効係数 ν を低下させた時の、せん断耐力が曲げ耐力と等しくなる点とした。せん断耐力の算出には、以下に示す無開口耐震壁のせん断耐力式(A)、(B)及び開口低減率(1)、(2)のそれぞれ二種類を使用し、有開口耐震壁のせん断耐力は、無開口耐震壁のせん断耐力に開口低減率を乗じて算出した。曲げ耐力に関しては、RF1及びSF1の負方向には表-5、それ以外には表-4に示す曲げ耐力計算値を使用した。図-6に算出したせん断耐力、曲げ耐力及び実験での包絡線を示す。図中の○印及び△印はそれぞれ最大耐力の9割及び8割とした終局限界点を示す。無開口耐震壁のせん断耐力には、次の(A)と(B)を使用した。

(A) 靱性保証型耐震設計指針¹⁾より(以下、靱性式)

$$V_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} \nu \sigma_B / 2 \quad (5)$$

(B) 耐震性能評価指針⁵⁾より(以下、性能式)

$${}_s V_u = t_w l_{wb} p_{sx} \sigma_y \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} \nu_0 \sigma_B / 2 \quad (6)$$

開口低減率には、次の(1)と(2)を使用した。

(1) 建築学会RC規準²⁾の低減率 r (以下、学会低減率)

$$r = \min(r_1, r_2, r_3) \quad \begin{aligned} r_1 &= 1 - 1.1 \times l_{op} / l \\ r_2 &= 1 - 1.1 \times \sqrt{h_{op} l_{op} / (hl)} \\ r_3 &= 1 - \lambda \sum h_o / \sum h \end{aligned} \quad (7)$$

(2) 小野ら提案の低減率⁶⁾ r_u (以下、小野低減率)

せん断耐力の減少は、圧力場を形成する壁板の面積和 $\sum A_e$ の大きさに影響される。

$$r_u = \sqrt{\sum A_e / hl} \quad (8)$$

図-6 中の●印は、靱性式と小野低減率を組み合わせたせん断耐力 A-2 と曲げ耐力の交点を示す。正方向荷重をみると、この組み合わせが実験値を精度良くかつ安全側に評価できている、この組み合わせにより求めた終局限界点の計算値を実験値とあわせて表-6 に示す。最大耐力の8割とした終局限界点では、いずれの試験体も終局限界点を概ね精度よくかつ安全側に評価できている。SF2 の負方向を危険側に評価しているのは、SF2 の負方向荷重時の圧縮側袖壁長さ (725mm) が RF1 や SF1 の負方向荷重時の圧縮側袖壁長さ (300mm) と比べて長く変形能力が乏しくなり、早期に耐力低下したためと考えられる。

表-6 終局限界点変形角の実験値及び計算値(%)

		実験値 (9割)		実験値 (8割)		計算値
NF1	正	2.09	(1.08)	2.18	(1.13)	1.93
	負	-1.50	(0.78)	-1.93	(1.00)	-1.93
RF1	正	1.48	(1.11)	1.54	(1.16)	1.33
	負	-1.59	(1.12)	-1.72	(1.21)	-1.42
SF1	正	2.01	(1.14)	2.03	(1.15)	1.77
	負	-1.81	(0.98)	-2.00	(1.09)	-1.84
SF2	正	2.02	(1.17)	2.05	(1.19)	1.72
	負	-1.05	(0.63)	-1.35	(0.80)	-1.68

※括弧内は(実験値/計算値)を表す。

6. 等価粘性減衰係数 h_{eq}

図-7 に定常サイクルとなる第2サイクルの等価粘性減衰係数 h_{eq} の推移を示す。いずれの試験体も $R=0.25\%$ サイクルまでは 0.05 程度であったが、 $R=0.5\%$ サイクル以降 h_{eq} の値は増加した。 $R=1.0\%$ までの結果を見ると、等価開口周比 $\eta=0.46$ となる大開口を有する試験体 RF1 のみ他試験体と比べ h_{eq} が約3割低い。他の試験体3体ではほぼ同一の値であり、 $\eta=0.32$ となる小開口による等価粘性減衰定数への影響は見られなかった。

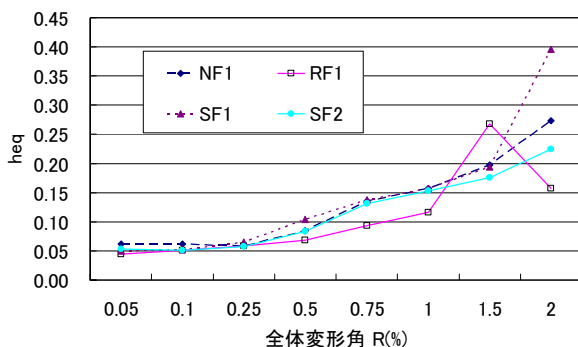


図-7 等価粘性減衰係数 h_{eq} の比較

7. 結論

等価開口周比が 0.4 前後で開口が偏在及び多層にわたり曲げ降伏が先行する RC 造耐震壁の静的荷重実験を行い、開口の大きさ及び位置が、水平耐力や変形性能に与える影響について考察した。

- 全ての試験体で壁脚の曲げ降伏が観測された。各試験体の最大耐力は、靱性保証型耐震設計指針による曲げ略算式と加藤らによる曲げ耐力式を、開口の大きさ及び位置に応じて使い分けることで精度良く評価できることを確かめた。
- 曲げ降伏後のせん断終局限界点変形角は、変形角に従って低減するせん断耐力を考慮することで精度良く評価できることを確かめた。本実験では、靱性保証型耐震設計指針の評価式と小野ら提案の低減率を組み合わせることでこれを実現した。
- 全体変形角 $R=1.0\%$ サイクルまでの等価粘性減衰定数は、等価開口周比 η が 0.4 を下回る試験体では開口による影響を受けなかったが、0.4 をこえる試験体では開口の影響を受け低下した。

謝辞

本研究は、平成 22 年度国土交通省建築基準整備促進事業として実施された、独立行政法人建築研究所との共同研究である。関係各位に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 3) 土井公人，坂下雅信他：千鳥開口を有する RC 造連層耐震壁のせん断耐力評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.355-360，2010
- 4) 加藤大介，杉下陽一：RC 造連層有開口壁の設計法に関する考案，コンクリート工学年次論文集，Vol.21，No.3，pp.721-726，1999
- 5) 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) 小野正行：大きな開口を有する開口壁の弾塑性性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.541-546，1995