

論文 開口率の異なる偏在開口を有する連層耐震壁のせん断耐力評価

藁科誠^{*1}・坂下雅信^{*2}・河野進^{*3}・田中仁史^{*4}

要旨：開口率が0.4を上回る耐震壁が既存建物には多く存在し、耐震性能を評価する上で問題となっている。本研究では、開口率が0.4前後で、開口が偏在し、かつ多層に渡る連層耐震壁の静的載荷実験を行い、せん断耐力を評価した。建築学会規準の開口低減率を靱性保証型指針または防災協会耐震診断基準のせん断耐力式に乗じる事によって、本実験試験体のせん断耐力を安全側に評価できた。また、短スパン梁に代入するせん断力を概算する手法を示し、短スパン梁せん断終局時の入力せん断力は、靱性保証型指針で算定したせん断耐力と概ね一致していることを確認した。

キーワード：連層耐震壁、偏在開口、開口周比、低減率、せん断耐力、短スパン梁

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計画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、主要な耐震要素としての設計手法が確立されている^{1) 2)}。

有開口耐震壁は、建築学会規準³⁾および防災協会耐震診断基準⁴⁾においては開口率を用いて、無開口耐震壁のせん断耐力を低減する方法が示されている。この開口率は開口の大きさが同じであれば開口位置に無関係に値が決定できるので実用式としては簡便である。但し、開口率が0.4を超える壁については、耐震壁として扱わず、ラーメン解法によって応力を求め、断面算定も梁および柱に準じて行う。

しかし、開口率が0.4を上回る耐震壁が既存建物には多く存在し、耐震壁の耐震性能を評価する上で問題となっている。文献3)では開口率が0.4を超えても安全率は確保できる実験データが示されており、さらなる検討が必要と考えられる。また、有開口耐震壁のせん断耐力の評価方法に関する研究は過去に行われているが、開

口面積が等しくても開口の形状、位置の相違により水平耐力が異なるという報告もある⁵⁾。

そこで本研究は、開口率が0.4前後で開口が偏在し、かつ多層に渡るため、コンクリートの圧縮東形成が困難であるような RC 造耐震壁の静的載荷実験を行い、そのせん断耐力を評価することを目的としている。また、現在、耐震壁の設計においては検討を要さない短スパン梁の挙動を把握し、せん断設計法を提案する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は2体で、6層3スパン（中央1スパンが連層耐震壁）の中低層 RC 造建物を想定した。実験対象は、その最下層3層の中央1スパンを40%スケールでモデル化した。実験パラメータは文献3)より求めた開口周比である。試験体S1では開口周比を0.3とし、試験体L1では規準値0.4を上回る0.46とした。表1に試験体の断面および配筋を示す。配筋量は文献3)に従って求めた。但し、開口に隣接する柱部分でのせん断破壊で壁としての耐力が決まることを

*1 京都大学 工学研究科建築学専攻 大学院生 (正会員)

*2 京都大学 工学研究科建築学専攻 日本学術振興会特別研究員 DC (正会員)

*3 京都大学 工学研究科建築学専攻 准教授 Ph. D. (正会員)

*4 京都大学 防災研究所 教授 Ph. D. (正会員)

防止するため、補強筋は2- ϕ 10@75（補強筋比0.63%）と多めにした。なお、開口周囲の縦補強筋は基礎に定着しており曲げ強度に寄与する。すべての試験体で耐震壁の曲げ耐力が、せん断耐力を上回るよう文献1)を用いて設計した。

図-1に試験体の寸法と配筋を示す。いずれの試験体も3層1スパンの連層耐震壁である。載荷梁による耐震壁の拘束効果を緩和するために、第3層を設け、変形性能などの評価は下層2層で行った。但し、載荷装置の制約から3層目は1,2層目の半分の高さとした。

使用した鉄筋およびコンクリートの力学的特性を表-2及び表-3に示す。また、壁板の水平方向には、試験体S1に4本、試験体L1に3本の型枠用セパレータが各階で使用されており、せん断耐力に寄与する。なお、型枠用セパレータは ϕ 5mmを使用した。

表-1 断面および配筋

開口補強筋以外は両試験体共通

部材名	種類	配筋	配筋比
柱 (300mm×300mm)	主筋	8-D19 Δ	2.55%
	補強筋	2- ϕ 10@75 $\bigcirc$	0.63%
梁 (200mm×300mm)	上段筋	2-D13	0.47%
	下段筋	2-D13	0.47%
	補強筋	2-D6@100	0.32%
	補強筋	2-D6@100	0.32%
壁板 (80mm)	縦補強筋	D6@100千鳥	0.40%
	横補強筋	D6@100千鳥	0.40%
	S1 開口補強(縦)	1-D13	
		2-D10	
	開口補強(横)	1-D13	
		1-D16	
	L1 開口補強(縦)	2-D13	
		1-D16	
基礎梁 (600mm×400mm)	上段筋	4-D25 Δ	0.84%
	下段筋	4-D25 Δ	0.84%
	補強筋	4- ϕ 10@100 $\bigcirc$	0.48%
	補強筋	4- ϕ 10@100 $\bigcirc$	0.48%
載荷梁 (400mm×400mm)	上段筋	2-D25 Δ	1.27%
	下段筋	2-D25 Δ	1.27%
	補強筋	2- ϕ 10@100 $\bigcirc$	0.36%

但し、 Δ はSD345、 $\bigcirc$ はKSS785、その他はSD295を使用

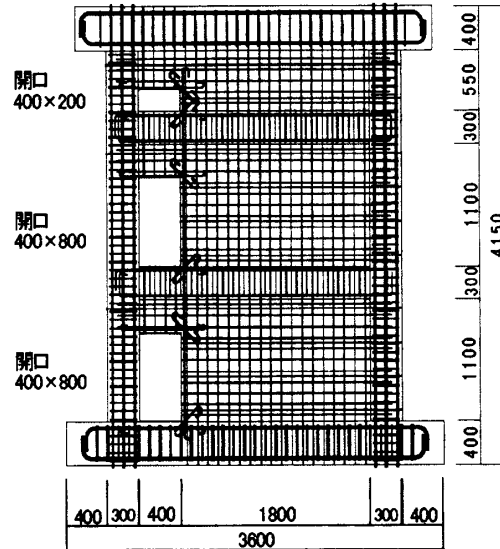
表-2 鉄筋の力学的性状

呼び径	降伏強度(MPa)	引張強度(MPa)	弾性係数(GPa)
D6	425	538	204
D10	366	509	180
D13	369	522	189
D16	400	569	194
D19	384	616	183
D25	382	597	188
S10	985	1143	197
セパレータ	1260	1461	759

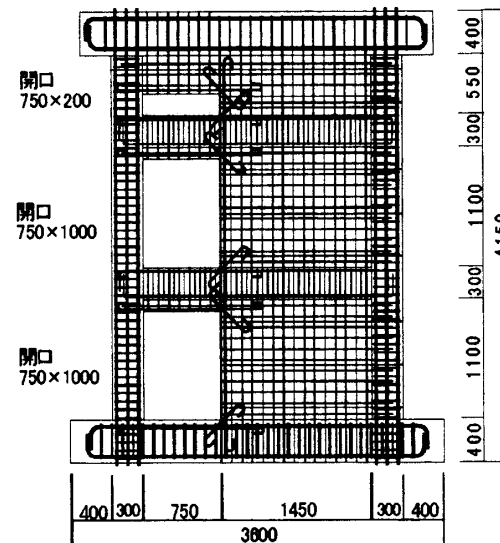
但し、S10およびセパレータの降伏強度は0.2%のオフセット値である。

表-3 コンクリートの力学的性状

試験体	S1	L1
圧縮強度(MPa)	25.1	28.9
割裂強度(MPa)	2.2	—
弾性係数(GPa)	21.7	26.0



(a) 試験体 S1



(b) 試験体 L1

図-1 試験体寸法および配筋 (単位: mm)

2.3 載荷方法

載荷装置を図-2に示す。水平力はジャッキからアームを介してチャンネル材に伝わる。加力は、東側方向への載荷を正方向と定義して、全体変形角を制御する変位制御型正負交番静的繰り返し漸増載荷である。但し、全体変形角は2.4節で定義する。200kNで1回、その後、全体変形角が0.04%, 0.1%, 0.25%, 0.5%, 0.75%,

1.0%で各2回ずつ繰り返した。壁板にせん断すべりが生じた後、半サイクルで荷重終了とした。

鉛直荷重は試験体S1では6層3スパンの長期軸力に対応する800kN(軸力比17.7%)。試験体L1では6層1スパンの長期軸力に対応する488kN(軸力比9.4%)を維持した。但し、荷重終了時、柱は十分に健全であったので、軸力の違いによるせん断耐力への影響は非常に小さいと考えられる。

また、曲げ降伏に先行してせん断破壊するよう、せん断スパン比(=M/Qd)を1.0とし、鉛直ジャッキの制御を式(1)、式(2)の水平力の増減に比例した変動軸力を与えた。

$$N_w \text{ and } N_e = \pm 0.42Q + 400\text{kN}(S1) \quad (1)$$

$$N_w \text{ and } N_e = \pm 0.42Q + 244\text{kN}(L1) \quad (2)$$

ここで、 N_e および N_w は、それぞれ西側および東側の柱の軸力(kN)、 Q は2000kNジャッキによって与える水平力(kN)で、東方向の加力を正とする。

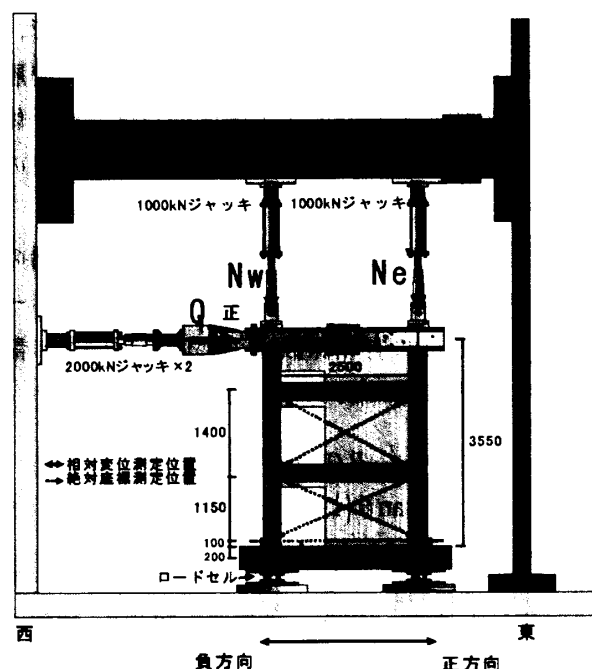


図-2 荷重装置 (単位: mm)

2.4 計測方法

図-2に示す片矢印は反力床に固定した荷重フレームからの計測による絶対変位、両矢印は

試験体に埋設した2標点間の計測による相対変位を指す。

相対変位計測用の変位計にて壁板及び側柱の変形を計測し、曲げ変形及びせん断変形を足し合わせて、点Aの水平変位を求め、高さ2650mmで除した値を全体変形角とした。

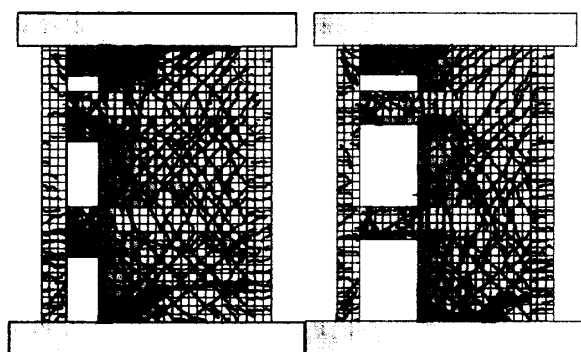
3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-3に試験体の荷重終了時でのひび割れ状況を示す。試験体S1では全体変形角が0.04%において壁板にせん断ひび割れ、引張側柱の曲げひび割れが観察された。0.1%で壁板のひび割れが梁に進展し、0.5%に至るまでの区間で壁板のせん断ひび割れおよび柱の曲げひび割れが増加した。0.5%でコンクリートの剥離・剥落が生じ、-0.5%で1階壁板隅角部の圧縮域のコンクリートが圧壊した。正負ともに0.75%に至る区間では大きく剥離・剥落が進行し、0.16%および-0.46%でせん断破壊した2、3階の短スパン梁の変形が目視で分かるほど顕著になった。-0.75%で1階壁板隅角部の開口補強筋と壁縦筋が座屈し、-1.0%で壁板にせん断すべりが発生し急激な耐力低下を起こした。正側で3階の壁板と荷重梁との境界で離間が生じ耐力低下を起こしたため荷重を終了した。

試験体L1では全体変形角が0.04%において壁板にせん断ひび割れ、引張側柱に曲げひび割れが観察された。0.25%で2階開口の下面が開口補強筋に沿って大きく割れ、0.5%に至るまでの区間で壁板のせん断ひび割れおよび柱の曲げひび割れが増加した。2、3階の短スパン梁のひび割れはS1ほどではなく、曲げひび割れが入る程度であった。0.5%で3階の開口上部のコンクリートが剥離・剥落し、-0.5%で1階開口の壁縦筋が座屈、-0.75%で剥離・剥落が進行した。-1.0%で1階壁板がスリップを起こし壁横筋がはらみ壁筋に沿ってひび割れが大きく伸びたが、S1のような決定的な耐力低下には至らなかった。1.5%で2階の壁板がせん断破壊し急激な耐

力低下を起こし、 -2.0% で1階壁板の圧壊が除々に進行し水平力が横ばいになり载荷を終えた。



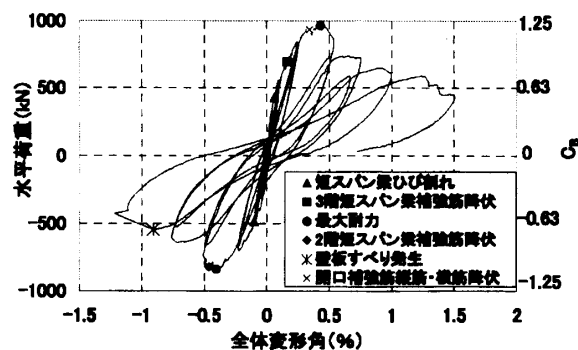
(a) 試験体 S1 (b) 試験体 L1
図-3 ひび割れ状況

3.2 水平荷重-全体変形角関係

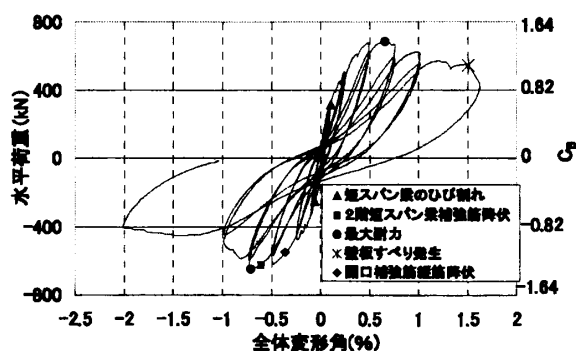
図-4に試験体の3階梁位置での荷重—全体変形角関係を示す。但し、 C_B は層せん断力係数で水平荷重を長期軸力で除して求めた。

両試験体とも全体変形角 0.5% 前後で最大耐力を示し、その後は耐力低下をおこしている。最大耐力は試験体 S1 で正 967kN 、負 837kN 、試験体 L1 で正 686kN 、負 649kN であり、圧縮束を支持する耐震壁側柱の有無から正方向と負方向の最大耐力に差が生じている。

試験体 S1 では最大耐力後、急激な耐力低下を起こしているが、試験体 L1 では緩やかである。最大耐力時の全体変形角は、試験体 S1 で正方向 0.42% 、負方向 0.40% であり、試験体 L1 で正方向 0.65% 、負方向 0.71% である。試験体 S1 では短スパン梁のせん断破壊によって架構全体の耐力低下が早期に訪れている。



(a) 試験体 S1



(b) 試験体 L1

図-4 水平荷重-全体変形角関係

4. 実験結果の検討

4.1 耐震壁のせん断耐力の検討

表-4に各試験体のせん断耐力の計算値を示す。算定式は以下に示す3通りで、無開口とした時の耐震壁のせん断耐力を算定した。次に、開口による低減率を以下に示す2通りで算定し、無開口とした時の耐震壁のせん断耐力に低減率を乗じて試験体のせん断耐力を求めた。また、比較のため実験値を計算値で除した安全率を示した。なお、両試験体ともに各層のセパレータがせん断耐力に寄与すると考えられるので、これを耐震壁の壁横筋に算入した。また、連層アーチ機構を考慮して、アーチの角度は壁全体から求めた。以下にせん断耐力および低減率の算定式を示す。

(a) 文献 1) (以下、靱性式と略記)：連層の耐力式で、有効幅を考慮したもの。コンクリートの圧縮強度の有効係数は下限値を用いた。記号および詳細は文献 1) を参照。

$$V_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} \nu \sigma_B / 2 \quad (3)$$

$$\nu_0 = 0.7 - \sigma_B / 200 \quad (4)$$

(b) 文献 2) (以下、性能式と略記)：連層の耐力式で、有効幅を考慮したもの。算定式は式 (3) に準じる。コンクリートの圧縮強度の有効係数は平均値を用いた。コンクリート記号および詳細は文献 2) を参照。

$$\nu_0 = 0.8 - \sigma_B / 200 \quad (5)$$

(c) 文献 4) (以下、防災式と略記)：耐震壁の

せん断終局強度。記号および詳細は文献 4) を参照。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_u^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Q \cdot l) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_u \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{oe} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \quad (6)$$

低減率は、以下の 2 つで算定した。

(A) 建築学会規準³⁾の低減率, r (以下, 学会低減率と略記): 記号および詳細は文献 3) を参照。

$$r = 1 - \eta \quad (7)$$

$$\eta = \max \left\{ \sqrt{\frac{h_o \cdot l_o}{h \cdot l} \cdot \frac{l_o}{l}} \right\} \quad (8)$$

(B) 小野ら⁵⁾の低減率, r_u (以下, 小野低減率と略記): 圧縮応力場を形成する壁板の領域を考慮した耐力低減率。詳細は文献 5) を参照。

$$r_u = \sqrt{\sum A_s / hl} \quad (9)$$

ただし, $\sum A_s$: 壁板の斜めひび割れ傾斜角を 45° としたときの圧力場を形成する壁板の面積和で図-5 参照, hl : 壁板の面積

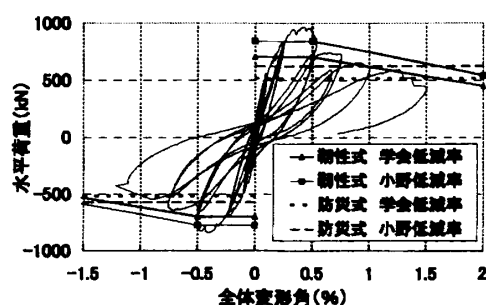


(a) 正方向 (b) 負方向
図-5 圧力場を形成する壁板の面積

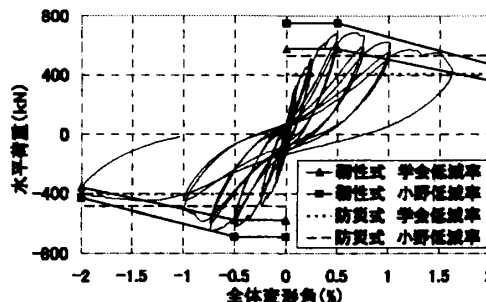
表-4 実験値と計算値の比較

せん断耐力方式		靱性式	性能式	防災式		
S1	無開口算定せん断耐力(kN)		1004	1108	743	
	学会低減率(0.7)を乗じたもの(kN)		700	773	518	
	小野低減率(正側0.84負側0.77)を乗じたもの(kN)	正側	848	936	627	
		負側	770	849	569	
	実験値との比 (実験値/計算値)	学会低減率	正側	1.38	1.25	1.87
			負側	1.19	1.08	1.62
		小野低減率	正側	1.14	1.03	1.54
			負側	1.09	0.99	1.47
L1	無開口算定せん断耐力(kN)		1073	1194	758	
	学会低減率(0.54)を乗じたもの(kN)		578	641	407	
	小野低減率(正側0.7負側0.64)を乗じたもの(kN)	正側	754	839	532	
		負側	692	770	488	
	実験値との比 (実験値/計算値)	学会低減率	正側	1.19	1.07	1.69
			負側	1.13	1.01	1.60
		小野低減率	正側	0.91	0.82	1.29
			負側	0.94	0.84	1.33

図-6に靱性式および防災式に学会低減率および小野低減率を乗じたせん断耐力と実験結果との比較を示す。



(a) 試験体 S1



(b) 試験体 L1

図-6 耐力式との比較

(1) 開口の大きさによる影響

表-4から試験体 S1 と試験体 L1 を比較すると、コンクリート強度が高く作用軸力の小さい L1 の方が安全率は低くなる傾向が見られる。靱性式および性能式では安全率が 1.0 を下回る計算値もあるが、耐震診断に用いられる防災式では全て安全側の評価であり、安全率も他の計算式に比較して高い。学会低減率を用いた場合はどの式であっても、試験体のせん断耐力を全て安全側に評価できた。また、防災式ではせん断耐力を 1.6 以上の安全率で評価できる。

(2) 開口が偏在しているための影響

開口が偏在する場合、耐震壁が左右非対称であるため、載荷方向による耐力の差が生じるが学会低減率はこれを評価できない。実験値より求めた耐力差の比率(正側/負側)は試験体 S1 では 1.15, 試験体 L1 では 1.06 である。小野低減率の耐力差の比率は両試験体とも 1.09 であるので、載荷方向による耐力の差に関して 5% 程度の差で評価できている。

また、試験体 L1 で載荷方向による耐力の差が小さかった原因は、アーチの角度にあると考えられる。試験体 L1 の正側でのひび割れ角度

は式(9)で仮定した 45° に比べて 60° 程度であった。正側ではアーチの負担分が減少し耐力が低くなったと考えられる。しかし、小野低減率では壁板の斜めひび割れ傾斜角を 60° とした場合、低減率は小さくなり危険側の評価となる。小野低減率では、連層耐震壁の場合の評価方法は示されておらず、検討の余地を残している。

4.2 短スパン梁のせん断に対する検討

S1の短スパン梁は全体変形角 0.06% でひび割れが確認され、全体変形角 0.16% で梁のせん断補強筋が降伏した。梁が健全であれば壁板のせん断破壊時期が遅くなるが、現在の規準では短スパン梁の検討は必要なく、設計者の判断に任されている。

そこで、短スパン梁について以下に示す方法で、降伏耐力の算定を行った。入力全せん断力を Q とする。耐震壁全体を剛体として考えた時の、偶力の釣合いによる鉛直力 N_c は耐震壁の高さ h (=3750mm)を柱心間隔距離 l (=2500mm)で除したものに Q を乗じて $N_c = h/l \times Q$ (=1.5 Q)。 N_c は載荷梁、基礎梁、2階及び3階梁に開口部分の断面積に応じて均等に分布されると考える。 $N_c = Q_{in1} + Q_{in2} + Q_{in3} + Q_{in4}$ であり、短スパン梁が負担するせん断力 Q_{in2} 、 Q_{in3} は面積比 α (本試験体では0.14)より求め、 $Q_{in2} = Q_{in3} = \alpha \times h/l \times Q$ (=0.21 Q)となる。(図-7参照)

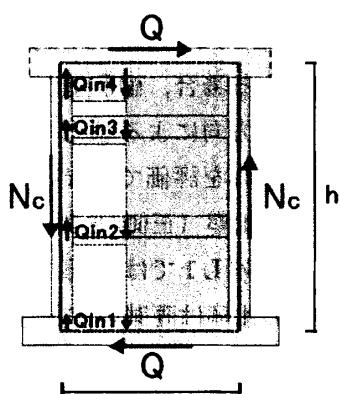


図-7 有開口耐震壁における力の釣合い

試験体S1の3階短スパン梁のせん断補強筋の降伏は $Q=694\text{kN}$ で $Q_{in3}=146\text{kN}$ となる。文

献1)より算出した短スパン梁のせん断耐力は 117kN である。また、L1試験体の2階短スパン梁のせん断補強筋の降伏は $Q=624\text{kN}$ で $Q_{in2}=131\text{kN}$ となる。文献1)より算出した短スパン梁のせん断耐力は 125kN である。つまり、図-7による方法で設計せん断力を決め、文献1)による方法でせん断耐力を求めれば、短スパン梁の設計ができることが示された。

5. 結論と今後の課題

せん断破壊するよう設計した偏在開口連層耐震壁の静的載荷実験を行い、以下の知見が得られた。

(1) 開口が多層および偏在する場合の耐震壁のせん断耐力を既往のせん断耐力式および低減率を用いて評価した。その結果、開口周比が0.4以上であっても、建築学会規準³⁾の開口低減率を靱性保証型指針¹⁾または防災協会耐震診断基準⁴⁾のせん断耐力式に乗じる事によって、本実験試験体のせん断耐力を安全側に評価できた。また、小野ら⁵⁾の低減率は、載荷方向による耐力の差について概ね評価できた。

(2) 短スパン梁に入力するせん断力を概算する手法を示し、短スパン梁せん断終局時の入力せん断力は、靱性保証型指針¹⁾で算定したせん断耐力と概ね一致していることを確認した。

謝辞

本研究の一部は平成18年度文部科学省大都市大震災軽減化特別プロジェクト(研究代表者:田中仁史)および平成18年度国土交通省建設技術研究開発助成(研究代表者:渡邊史夫)を用いて行なわれた。また研究全般を通して、帖佐和人君(M1)・森恭平君(B4)の多大な尽力があった。ここに謝意を表する。

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物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004
- 3) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999
- 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
- 5) 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, No2, 1995, pp541-546