

論文 型枠コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に及ぼすアスペクト比の影響

田中昭洋^{*1}・菊池健児^{*2}・吉村浩二^{*2}・吉田和彦^{*3}

要旨：型枠コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に及ぼす壁体のアスペクト比の影響を実験的に把握することを目的とし、アスペクト比、曲げ補強筋量、せん断補強筋量およびだば筋の有無をパラメータとした型枠ブロック造耐力壁試験体10体に対して一定軸力下で繰り返し水平加力実験を行い、各試験体の耐震性能の比較検討を行った。その結果、アスペクト比が小さくなるとすべり破壊が先行することがあること、だば筋はすべり破壊防止に対して有効であること、アスペクト比に関わらず型枠ブロック造耐力壁の曲げ終局耐力は既往の算定式によりほぼ推定できることなどを明らかにした。

キーワード：型枠コンクリートブロック造、耐力壁、アスペクト比、耐震性能、すべり補強

1. はじめに

型枠コンクリートブロック造¹⁾（以下、型枠ブロック造）耐力壁は、型枠状コンクリートブロック（以下、ブロック）を組積し、その空洞部にコンクリートを全充填した耐力壁である。壁体のアスペクト比（ h_0/l 、ここに h_0 ：耐力壁内法高さ、 l ：壁長）は耐力壁の耐震性能に大きな影響を及ぼす要因の1つであるが、これまで型枠ブロック造耐力壁におけるこの影響について検討した研究は数少なく^{2), 3)}、いまだ不明確な点が多く残されている。本研究は型枠ブロック造耐力壁試験体10体により上記の影響を実験的に検討したものである。

2. 実験概要

2. 1 試験体

表-1に試験体一覧を、図-1に試験体の形状・寸法および配筋詳細を、図-2にブロックの形状・寸法およびだば筋詳細を示す。試験体は合計10体で、アスペクト比は耐力壁の内法高さ（ $h_0=120\text{cm}$ ）を共通として壁長の違いにより1.5, 1.1, 0.9の3タイプとし、これら3タイプを1つのシリーズとして補強筋量の違いによりFシリーズおよびSシリーズの2シリーズを設定した。これらの試験体の中で、壁体と基礎梁との間にだば筋によるすべり補強を施していない試験体（以下、だば筋のな

表-1 試験体一覧

試験体名	壁高さ h_0 (cm)	壁 長 l (cm)	アスペクト 比 h_0/l	せん断 スパン比 M/Ql	曲げ補強筋		水平方向 せん断補強筋		だば筋	軸 力 N (kN)	軸方向 応力度 σ_0 (N/mm ²)
					$[a_t, (\text{cm}^2)]$	$p_t^*(\%)$		$p_{wh}^{**}(\%)$			
F シリーズ	120.0	79.3	1.51	0.83	1-D16 [1.99]	0.20	D13 @133	0.72	—	83	0.78
		106.0	1.13	0.62		0.15			D13@267	111	
		132.6	0.90	0.50		0.12			D16@267 端部のみ:D13	138	
		79.3	1.51	0.83		0.39			—	83	
		106.0	1.13	0.62		0.29			—	111	
S シリーズ	120.0	132.6	0.90	0.50	1-D22 [3.87]	0.23	D10 @267	0.20	D16@267 端部のみ:D13	138	
		79.3	1.51	0.83		0.39			—	83	
		106.0	1.13	0.62		0.29			—	111	

*1 p_t = 引張鉄筋比 $= a_t / tl$ 、ここに a_t : 引張鉄筋断面積、 t : 壁厚 (13.3cm)、 l : 壁長

*2 p_{wh} = 水平方向せん断補強筋比 $= a_{wh} / th_0$ 、ここに a_{wh} : 水平方向せん断補強筋全断面積、 t : 壁厚、 h_0 : 耐力壁内法高さ

*1 梅林建設(株)建築部設計課 工博(正会員)

*2 大分大学教授 工学部建設工学科 工博(正会員)

*3 大分県立工科短期大学学校講師 住居環境科 工修

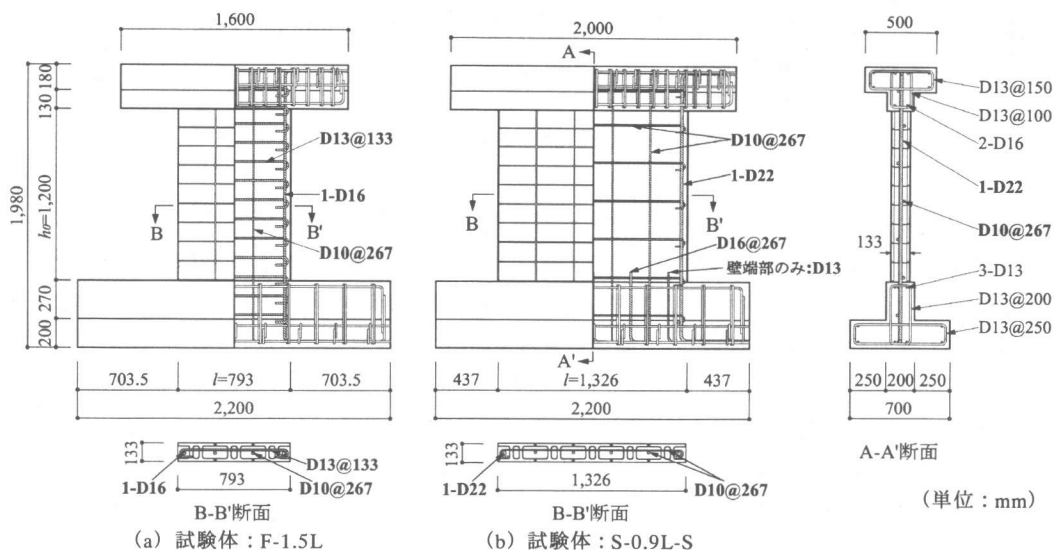


図-1 代表的な試験体の形状・寸法および配筋詳細

い試験体)6体の実験においては壁体脚部と基礎梁との間ですべりが生じ、曲げおよびせん断破壊性状を十分に把握することができなかった。そこで、これら6体の試験体による実験の中でせん断破壊した試験体(S-1.5L, S-1.1L)を除くその他の4体について、だば筋によるすべり補強を施した試験体(以下、だば筋のある試験体; F-1.5L-S, F-1.1L-S, F-0.9L-S, S-0.9L-S)を新たに製作した。

試験体は、基礎梁上面をコンクリート打設後ワイヤーブラシにて目粗しを行い、その上にウェブの横筋用空洞部(えぐり)を下にしてブロックを芋目地に組積し、ブロック空洞部にコンクリートを全充填した。ブロックは実大の約2/3スケールとして製作したもので、目地幅は全て6.7mmとし、だば筋の高さは基礎梁上面より最下段ブロック中央高さまでの7cmとした。

表-2にコンクリート、目地モルタル、ブロックおよび組積試験体の圧縮強度を、表-3に鉄筋の力学的性質を示す。なお、組積試験体はブロック(全形)を3段積みし、空洞部にコンクリートを充填したものである。

2. 2 実験方法

加力装置を図-3に示す。静的漸増繰り返し水平荷重を基礎梁上面から測って耐力壁内法高さの

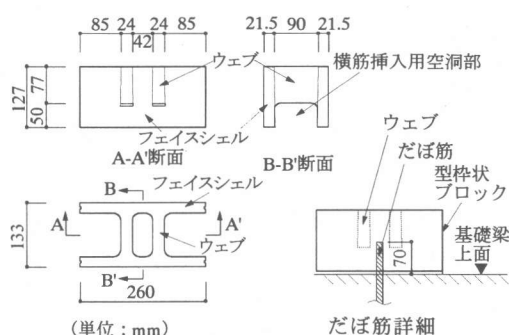


図-2 ブロックの形状・寸法およびだば筋詳細

表-2 コンクリート、目地モルタル、ブロックおよび組積試験体の圧縮強度

試験体名	コンクリート (N/mm ²)	目地モルタル (N/mm ²)	ブロック (N/mm ²)	組積試験体 F_m (N/mm ²)
F-1.5L	33.5	48.7	33.6	28.3
F-1.5L-S	29.8	39.4	46.5	29.2
F-1.1L	32.2	43.7	33.6	26.5
F-1.1L-S	33.9	39.4	46.5	32.1
F-0.9L	34.3	51.0	33.6	32.5
F-0.9L-S	34.4	39.4	46.5	32.1
S-1.5L	32.7	49.2	33.6	27.2
S-1.1L	34.1	50.7	33.6	33.6
S-0.9L	27.3	47.1	33.6	30.2
S-0.9L-S	38.9	39.4	46.5	34.6

表-3 鉄筋の力学的性質

呼び名	降伏点強度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)
D22	333	498	22
D16	345	518	22
D13	すべり補強無試験体 すべり補強有試験体	370 327	515 459
D10	339	483	20

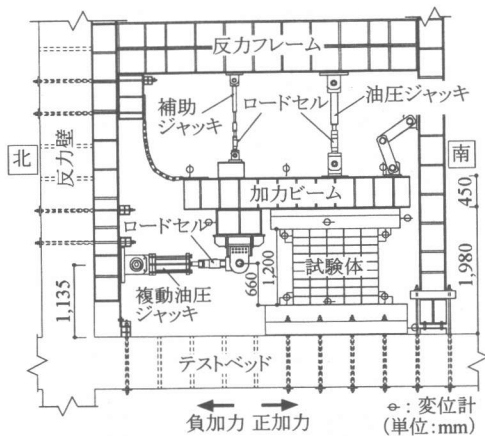


図-3 加力装置

55%の高さ(本構造5階建集合住宅の構造解析より求めた1階耐力壁の最小反曲点高さ)⁴⁾に載荷し、鉛直軸力は軸方向応力度 $\sigma_0=0.78\text{N/mm}^2$ ($\sigma_0=N/tl$,ここに N :鉛直方向軸力, t :壁厚, l :壁長)となるような一定軸力とした。鉛直方向の補助ジャッキは水平ジャッキ等のカウンターバランスおよび試験体のセットのために使用した。また、図-3に示す位置の変位を変位計により、耐力壁各補強筋のひずみをひずみゲージにより測定した。

3. 実験結果および考察

3. 1 実験経過

表-4に各試験体の曲げ終局耐力時のせん断力(以下、曲げ終局耐力)計算値(Q_{mu}),せん断終局耐力計算値(Q_{su}),すべり耐力計算値(Q_{sl} ;参考値)および最大耐力実験値(Q_{max})を示す。型枠ブロック造耐力壁の Q_{mu} および Q_{su} は文献⁵⁾により、 Q_{sl} は壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造における水平接合部のせん断終局耐力式⁶⁾を準用して求めた(表-4脚注参照)。なお、表-4中の予想破壊モードは曲げ終局耐力とせん断終局耐力の関係から推測したものであり、すべり耐力は型枠ブロック造に関する既往の提案式がないためあくまでも参考値として示したものである。

図-4および図-5にそれぞれ代表的な試験体の水平荷重(Q)と層間変形角(R)の関係および最終ひび割れ状況を示す。なお、層間変形角は試験体頂部の水平変位を基礎梁上面からの試験体高さ

表-4 各試験体の終局耐力の計算値と実験結果

試験体名		計算値			実験結果	
		終局耐力		予想破壊モード	終局耐力参考値	最大耐力
		Q_{mu}^{*1} (kN)	Q_{su}^{*2} (kN)		Q_{sl}^{*3} (kN)	Q_{max} (kN)
F-1.5L	正	145	259	F	188	162
	負					152
F-1.5L-S	正	145	254	F	275	171
	負					165
F-1.1L	正	231	332	F	224	251
	負					247
F-1.1L-S	正	231	342	F	341	256
	負					258
F-0.9L	正	336	434	F	261	341
	負					327
F-0.9L-S	正	336	420	F	463	376
	負					366
S-1.5L	正	210	219	S or F	273	216
	負					198
S-1.1L	正	319	311	S or F	309	330
	負					303
S-0.9L	正	446	361	S	345	452
	負					387
S-0.9L-S	正	446	378	S	548	476
	負					413

*1 Q_{mu} : 曲げ終局耐力計算値

$$Q_{mu} = (a_s \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5N \cdot l_w) / 0.55h_0^{5)}$$

*2 Q_{su} : せん断終局耐力計算値

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(F_m + 180)}{M/(Qd) + 0.12} + 2.7\sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1\sigma_0} \right\} t \cdot j^{5)}$$

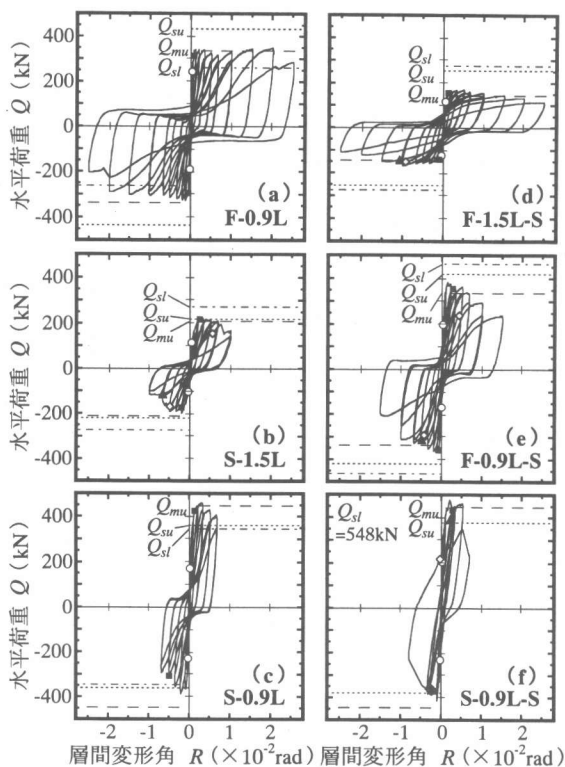
*3 Q_{sl} : すべり耐力計算値, $Q_{sl} = 0.7(\sigma_y \sum a_h + N)^{6)}$

*4 F: 曲げ破壊, S: せん断破壊, SL: すべり破壊,
F $\rightarrow$ SL: 曲げ降伏後のすべり破壊,
F $\rightarrow$ S: 曲げ降伏後のせん断破壊,
F $\cdot$ S: 曲げ降伏とせん断破壊のほぼ同時発生

の概略寸法150cmで除した値である。

だば筋のないFシリーズ試験体の3体は曲げ降伏して最大耐力に達し、その後ほとんど耐力低下を示さず壁体と基礎との間における水平方向のすべり変位が増加し、最終的に端部曲げ補強筋脚部が屈曲した。だば筋のないSシリーズのS-1.5Lは曲げ降伏後に、S-1.1Lは曲げ降伏しないまま対角線のせん断ひび割れが発生し急激な耐力低下を示した。S-0.9Lは最大耐力発揮後、すべり変位が顕著に増加し耐力低下を示した。

だば筋のあるFシリーズ3体では、曲げ降伏して最大耐力に達した後、徐々に耐力低下を示し、最終的に壁体端部曲げ補強筋脚部が屈曲した。ただし、だば筋のある試験体はだば筋頂部付近高さにおける曲げひび割れ幅が大きく広がる傾向を示し、F-0.9L-Sではこの位置ですべり変位が生じた。S-0.9L-Sは正加力側で曲げ降伏が生じ、負加



○: 曲げひび割れ発生 ◇: せん断ひび割れ発生
■: 曲げ補強筋降伏 ▲: 水平方向せん断補強筋降伏

図-4 水平荷重(Q)－層間変形角(R)関係

力側では曲げ降伏しないまま対角線のせん断ひび割れが発生し急激な耐力の低下を示した。

3. 2 耐力および変形性能

図-6に各試験体の平均せん断応力度($\bar{\tau} (=Q/tl)$)と層間変形角(R)関係の包絡線を正加力側について示す。各試験体は、 $R = (0.10 \sim 0.67) \times 10^{-2} \text{ rad}$ で最大耐力となり、その時の最大平均せん断応力度($\bar{\tau}_{max}$)はFシリーズが $1.53 \sim 2.13 \text{ N/mm}^2$ 、Sシリーズが $2.05 \sim 2.63 \text{ N/mm}^2$ である。また、せん断破壊が先行したS-1.1LおよびS-0.9L-Sの $\bar{\tau}_{max}$ は、それぞれ 2.34 N/mm^2 および 2.64 N/mm^2 である。

図-7には各試験体の最大平均せん断応力度を表-2に示した組積体強度で無次元化した値($\bar{\tau}_{max}/F_m$)と限界層間変形角(R_u)の関係(正、負両加力側とも)を示す。ここで、 R_u はQ-R関係の包絡線上で水平荷重が最大耐力の80%に低下

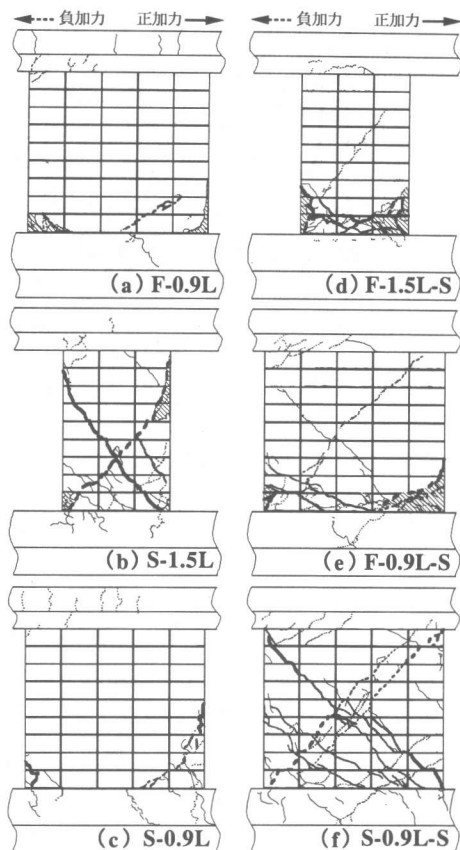


図-5 最終ひび割れ状況(西面)

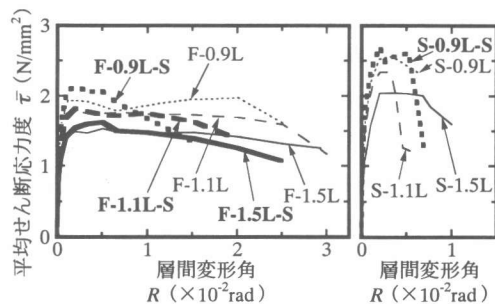


図-6 平均せん断応力度－層間変形角関係の包絡線

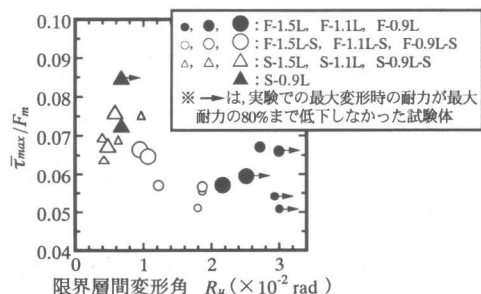


図-7 最大平均せん断応力度と
限界層間変形角の関係

した時の層間変形角としている。すべり破壊した試験体(●, ▲印)を除くと、 $\bar{\tau}_{max}/F_m$ が小さくなるに従って R_u は大きくなる傾向がある。Fシリーズ(○, ●印)の R_u は、 $(1.0 \sim 3.0) \times 10^{-2} \text{rad}$ とSシリーズ(△, ▲印)の $(0.4 \sim 1.0) \times 10^{-2} \text{rad}$ に対して大きくなっている。Fシリーズではだば筋のある試験体(○印), だば筋のない試験体(●印)ともにアスペクト比が大きくなるほど R_u は大きくなる傾向にある。また, 曲げ破壊したFシリーズのだば筋のある試験体(○印)は、 $\bar{\tau}_{max}/F_m$ が0.07以下で R_u が $(1.0 \sim 1.9) \times 10^{-2} \text{rad}$ となっており, だば筋のない試験体(●印)の $(2.2 \sim 3.0) \times 10^{-2} \text{rad}$ に対して変形性能が劣っている。このことは, だば筋のある試験体はだば筋のない試験体に対して, 同じ層間変形角におけるすべり変形を除く壁体の実質的な変形が大きくなり, 小さな層間変形角において壁体端部の圧壊による劣化が大きくなったことによるものと考えられる。

3. 3 変形成分

図-8にS-1.5Lを除く各試験体の全変形に対するすべり変形, (せん断変形+すべり変形) および(曲げ変形+せん断変形+すべり変形)の割合を変形分離測定が可能であった変形領域までにつ

いて示す。だば筋のある試験体はだば筋のない試験体と合わせて太線で示しており, 各試験体の最大耐力時を○および●印で示している。ここで曲げ変形は, 図-8中の変位計位置図に示すA~Eで分割される鉛直方向4区間の鉛直方向伸縮量から平均曲率を求め, この曲率分布を積分したものとし, せん断変形は, 各区間の対角線方向伸縮量から鉛直および水平方向の膨張変形による対角線伸縮量を除くことによって, せん断変形のみによる対角線伸縮量を求め, これから算出される各区間の水平変位の和からすべり変形量(基礎梁上端と壁体脚部の相対水平変位)を除いたものとした。

曲げ降伏が先行しただば筋のないFシリーズ試験体の3体は, 最大耐力発揮時には全変形の50%以上が曲げ変形であるが, 最大耐力発揮後はアスペクト比が小さくなるほどすべり変形の割合が大きくなり, F-1.1LおよびF-0.9Lでは最終的に全変形の50%以上がすべり変形となった。また, だば筋のないSシリーズでは, せん断破壊が生じたS-1.1L(S-1.5Lも同様)はせん断破壊が発生し急激にせん断変形が増加し, S-0.9Lではすべり変形の割合が急激に増加し続け負加力側の最大耐力時にはすべり変形がすでに約50%を占めている。

だば筋のある試験体ではすべり変形がほとんど

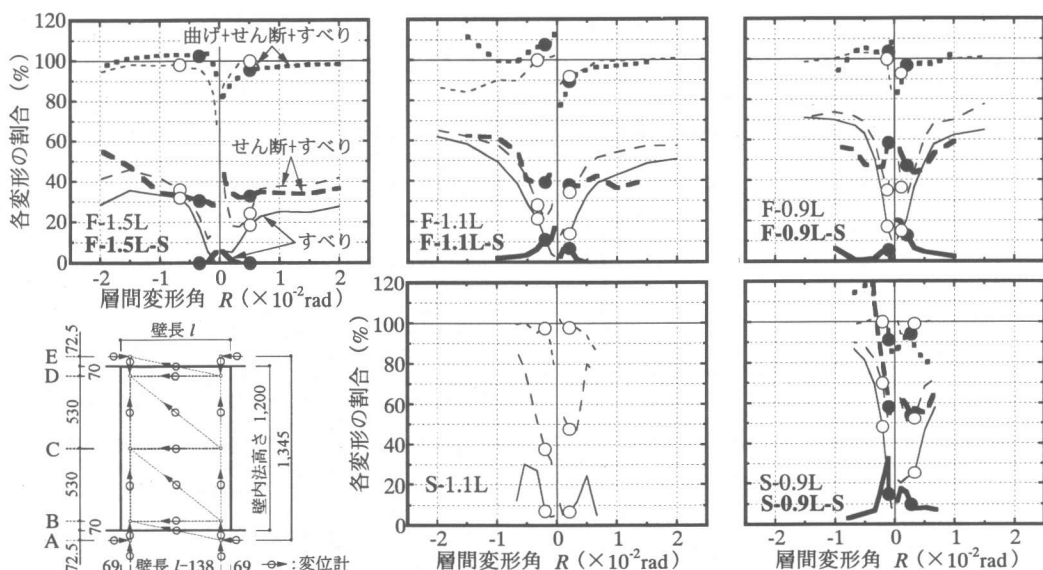


図-8 全変形に対する各変形成分の割合および変形分離用変位計の位置

生じているが、F-0.9L-Sはだば筋頂部付近高さにおいてすべり変位が生じており、そのすべり破壊面の水平方向のずれ(スケールにより計測)を全てすべり変形と仮定すると、層間変形角が $R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ の時には全変形の約60%をすべり変形が占めていることになる。よって、F-0.9L-Sは、すべり変形の割合が全変形の50%を超えたことで曲げ降伏後のすべり破壊と判断した。

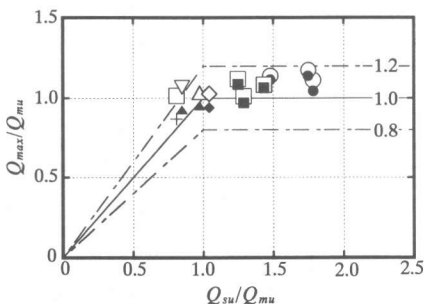
一方、(せん断+すべり変形)を示す破線はだば筋の有無の違いで大きな差が見られず、だば筋のない試験体に生じていたすべり変形がすべり補強によりほぼせん断変形の増加分となっている。曲げ変形の割合はS-0.9L-Sを除いてすべり補強することにより顕著ではないが増加する傾向がある。

また、だば筋のあるFシリーズ試験体の同じ層間変形角におけるせん断変形の割合は、アスペクト比が小さくなるにつれ大きくなる傾向があり、曲げ変形の割合は小さくなる傾向にある。

3. 4 終局耐力の推定精度

図-9に曲げおよびせん断終局耐力計算値の推定精度を示す。縦軸は曲げ終局耐力計算値に対する最大耐力実験値の比、横軸は曲げ終局耐力計算値に対するせん断終局耐力計算値の比である。

曲げ終局耐力はアスペクト比に関わらず既往の算定式により Q_{mu}/Q_{su} がほぼ1.0~1.2の範囲の精度で評価できているが、せん断終局耐力は Q_{mu}/Q_{su} が



○, ●: 曲げ破壊型 正, 負 △, ▲: せん断破壊型 正, 負
+ : すべり破壊型
◇, ◆: 曲げ降伏後のせん断破壊型 正, 負
□, ■: 曲げ降伏後のすべり破壊型 正, 負
▽ : 曲げ降伏とせん断破壊のほぼ同時発生型

Q_{mu} : 曲げ終局耐力計算値, Q_{su} : せん断終局耐力計算値,
 Q_{max} : 最大耐力実験値

図-9 終局耐力計算値の推定精度

1.2を超えせん断破壊以外の破壊モードとなった試験体もあり、せん断終局耐力はばらつきが大きいことや、せん断スパン比が小さい場合には計算値が実状を過小評価する傾向があることが考えられる。

また表-4より、参考値として求めたすべり耐力は、すべり破壊が先行した試験体S-0.9Lの負加力側の Q_{max}/Q_{sl} が1.12とほぼ一致している。

4. まとめ

壁体のアスペクト比(0.9~1.5)が型枠ブロック造耐力壁の耐震性能に及ぼす影響を実験的に検討を行った結果、以下の知見が得られた。

- (1) アスペクト比が小さくなるとすべり変形が大きくなり、すべり破壊が先行することがある。
- (2) だば筋によるすべり補強はすべり破壊防止に有効である。しかしながら、だば筋のない試験体と比較して変形性能は劣る傾向にある。また、だば筋のある試験体は曲げ破壊のヒンジ位置がだば筋頂部高さに生じる。
- (3) アスペクト比が小さくなると全変形に占めるせん断変形の割合は大きくなる。
- (4) 型枠ブロック造耐力壁の曲げ終局耐力は、アスペクト比に関わらず既往の算定式によりほぼ推定できる。

謝辞

本研究で用いた試験体のブロック製作にあたり、東洋工業株式会社(河田静雄社長)に多大な御協力を頂きました。また、実験にあたっては、大分大学助手黒木正幸氏、技官平松強氏および建築構造学研究室の喜多村亘氏、西村篤司氏をはじめとする学生諸氏に多大な協力を頂きました。ここに記して、深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 壁式構造関係設計標準集・同解説(メーソンリー編), 型枠コンクリートブロック造設計標準・同解説, 中層型枠コンクリートブロック造設計標準・同解説, 1997. 11
- 2) 松村晃, 五十嵐泉: 型枠コンクリートブロック造耐力壁のせん断強度と形状比の関係について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.2367-2368, 1983. 9
- 3) 山口佳春, 藤沢正規, 川島俊一: 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造Ⅱ, pp.1087-1088, 1985. 10
- 4) 小宮優一, 吉村浩二, 菊池健児, 馬崎義治: 型枠コンクリートブロック造建物の中層化に関する開発研究(その5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 構造Ⅳ, pp.1051-1052, 1995. 8
- 5) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), 壁構造, pp.605-606, (3.3)式, (3.4)式, 1990. 10
- 6) 日本建築学会: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計標準・同解説, p.78, (9.6)式, 1984. 3