

[2029] 型枠コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に関する実験的研究

正会員 ○今井 弘（筑波大学構造工学系）
中澤 伸（筑波大学大学院）

1. はじめに

本研究は、型枠コンクリートブロック造（以下、型枠CB造）耐力壁の弾塑性性状に関するものである。これまでの型枠CB造に関する研究によって、耐力壁の曲げ耐力に関しては、鉄筋コンクリート造（以下、RC造）の理論を適用した耐力式によりほぼ推定できることがわかってきた。しかしながら、せん断耐力を算定する方法や曲げ変形性能を定量的に予測する方法に関する資料が不足している。そこで本研究では、せん断破壊が先行する耐力壁のせん断耐力及び変形性能に関する実験（以下、せん断破壊実験）と、曲げ降伏が先行する壁の変形性能に関する実験（以下、曲げ破壊実験）を行った。また、耐力壁に小開口を設け、その位置と開口周囲の補強方法が、耐力や変形性能に与える影響についても検討した。

2. 実験概要

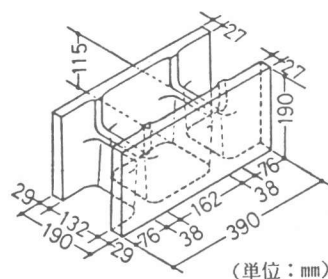
2.1 試験体

本研究では、せん断破壊実験用に8体（れんが造の試験体1体を含む）、曲げ破壊実験用に5体、計13体の実大CB造壁試験体を製作した。使用したコンクリートブロック（以下、ブロック）の形状を図-1に示す。試験体は図-2に示すように高さ180cm、長さ119cm、厚さ19cmであり、上下に加力用のRCはりがついている。各試験体の補強方法等を表-1に示す。

せん断破壊実験では、各試験体の縦筋と軸応力度は一定とし、曲げ補強筋は、D16、2-D19、2-D25の3種類とした。せん断補強筋としてD13を400mm間隔で配筋した試験体と、4mm筋をはしご状に溶接した目地筋を目地モルタルの中に入れた試験体がある。

WSR3試験体のみがれんが造耐力壁である。

曲げ破壊実験では、せん断補強筋がD13@200（WFL2）及び2-D13@200（WFL3）の試験体を設計し、曲げ耐力（ Q_{mu} ）とせん断耐力（ Q_{su} ）の比が一定の値（ $Q_{su}/Q_{mu} = 1.1$ ）となるように軸応力度（ σ_o ）により調節した。また、有開口耐力壁では基本的な配筋及び軸応力度はWFL2と等しくして、W02では壁中央部にブロック1個分の開口を設け、開口補強として縦筋と開口周囲のせん断補強筋を太くした。W03及びW04には耐力壁の上下部にブロック1個分の開口を設けて、W04ではW02と同様の開



（単位：mm）

図-1 ブロック形状

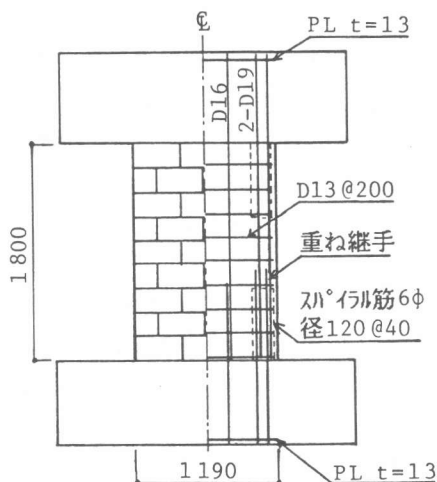


図-2 試験体形状（WFL2）

口補強を行ったが、
W03では特別な補強
を行わなかった。

また、プリズム試
験体（ブロックでは
3段積み、れんがで
は5段積みの圧縮供
試体）を、壁試験体
と同時に組積し、ブ
ロックの空洞部にコ
ンクリートを充填し
た。使用した材料の
強度とプリズム強度
を表-2に示す。

2.2 実験方法

本実験の加力装置
を図-3に示す。

Actuator No1 に
よって軸力を加えた
状態で、壁試験体の
中央部に反曲点が生
じるようにActuator

No2 でせん断力を与えた。また、上部に取付けられ
た2台の Actuator（No1 とNo3）の伸縮量が等し
く、かつ荷重の和が一定値（設定軸力）になるよう
に制御し、試験体上部の回転を拘束した。せん断破
壊実験及び曲げ破壊実験に対して適用した変位履歴
を図-4に示す。

3. 実験経過及び結果

代表的な試験体の最終ひびわれ状況を図-5に、
荷重変形曲線の包絡線を図-6及び図-7に示す。

3.1 せん断破壊実験

曲げ補強筋量が多い（2-D19及び2-D25）場合、
曲げひびわれ、せん断ひびわれの順に発生しせん断
破壊している。せん断補強筋比 P_w の小さい試験体
では最大耐力と同時に対角線上のひびわれ幅が拡大
しているのに対し、 P_w の大きいWS4とWSJ2は対角線
ひびわれが入っても耐力低下が見られず、さらに変
形が進んでから最大耐力に達している。ひびわれの
発生状況では、せん断補強筋のない試験体（WS2、W

表-1 試験体一覧

試験体	開口	曲げ 補強筋 Pt(%)	縦筋 Pv(%)	せん断 補強筋 Pw(%)	軸 応力度 σ_o (%)	$\frac{Q_{su}}{Q_{mu}}$ (設計値)	備 考
せん断 破壊 実験	WS2	—	D16 @400 (0.26)	0	20	0.55	
	WSJ1	—		0	20	0.55	目地筋*1
	WS4	—		D13 @400 (0.17)	20	0.72	
	WSJ2	—			20	0.72	目地筋*1
	WS8	—		0	20	0.48	
	WS11	—		D13 @400 (0.17)	20	0.60	
	WS3	—			20	0.86	
	WSR3	—			20	0.86	
曲げ 破壊 実験	WFL2	—	2-D19 (0.28)	D13 @200 (0.34)	8	1.14	
	WFL3	—		2-D13 @200 (0.68)	13	1.14	重ね継手
	W02	中央 1個分		D19 (0.38) D13 @200 (開口部D16)	8	—	端部補強 スライ筋 6φ, 径120 @40, h=600
	W03	上下 1個分		D16 (0.26) D13 @200 (0.34)	8	—	
	W04	上下 1個分		D19 (0.38) D13 @200 (開口部D16)	8	—	

*1: 目地筋はせん断補強筋比に換算すると0.03%である

表-2 材料試験結果

(a) コンクリート及びプリズム

(単位: kg/cm²)

コンクリート 圧縮強度	プリズム 圧縮強度	備 考
255	227	WS2, WSJ1, WS4 WSJ2, WS8
205	177	WS11
265	227	WS3
265	270	WSR3
236	140	WFL2, WFL3 W02, W03, W04

(b) 鉄筋

(単位: $\times 10^3$ kg/cm²)

せん断破壊試験体		曲げ破壊試験体	
鉄筋	降伏強度	鉄筋	降伏強度
D13 (SD30)	3.58	D13 (SD30)	3.57
D16 (SD35)	3.91	D16 (SD30)	3.36
D19 (SD35)	3.70	D19 (SD30)	3.65
D25 (SD35)	4.09	6φ (スライ筋)	2.97

S8) では太い一本のせん断ひびわれが対角線上に発生するが、 P_w が大きい試験体では細いひびわれが壁全体に多数発生するようになる。曲げ補強筋としてD16を1本だけ配筋した試験体(W3、WSR3)は、曲げひびわれ発生後、曲げ補強筋が降伏し、最終的にはせん断破壊している。

図-6(a)は曲げ補強筋が等しく(2-D19)、せん断補強筋が異なる4体の試験体を比較したものである。せん断補強筋のないWS2は最大耐力後、急激に耐力が

低下しているが、せん断補強しているWS4、WSJ2は、最大耐力及び変形角ともかなり大きくなっている。目地筋を入れたWSJ1とWSJ2では、耐力はあまり上昇しないが、変形性能が改善されることを示している。

図-6(b)はせん断補強筋が等しく(D13@400)、曲げ補強筋の異なる試験体を比較したものである。3体の試験体の最大耐力には大差はないが、変形性能には大きな差が現れている。曲げ補強筋の大きいWS11(2-D25)が $R \approx 1/400$ で耐力が低下しはじめたのに対し、WS4(2-D19)では $R \approx 1/200$ 、WS3(D16)では $R = 1/150$ 程まで耐力低下が認められない。これは曲げ補強筋量が多いと、せん断破壊が先行して変形性能は低下するのに対し、曲げ補強筋量が減少すると曲

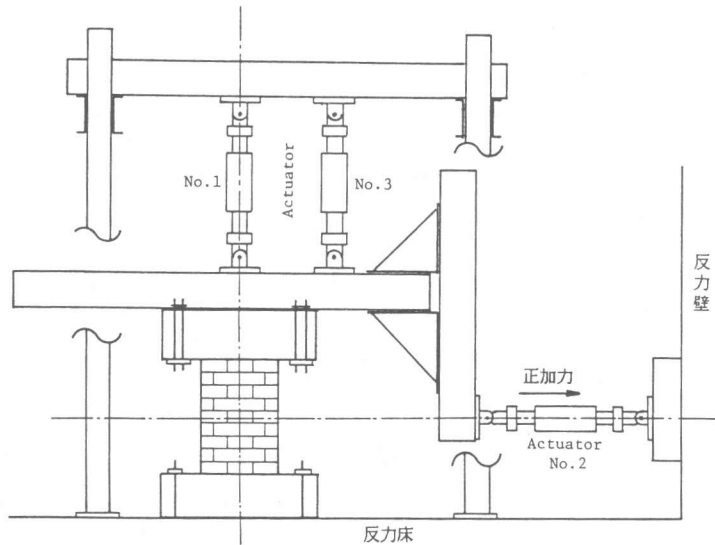


図-3 加力装置

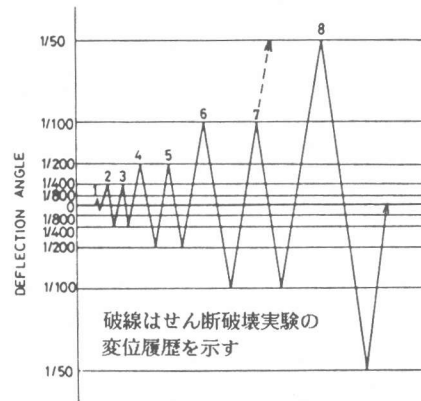


図-4 変位履歴

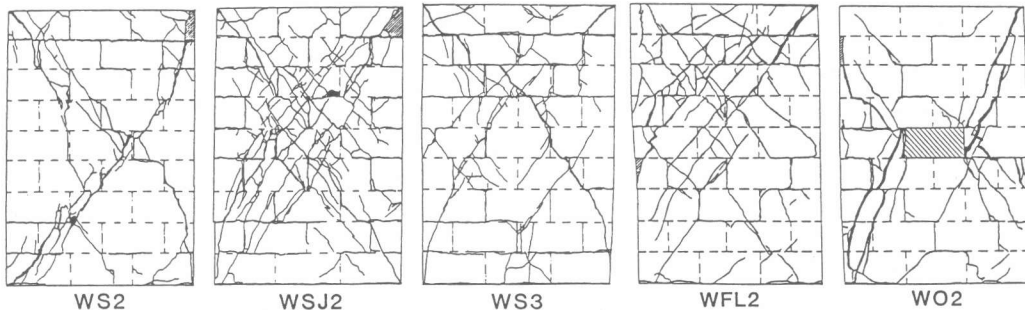
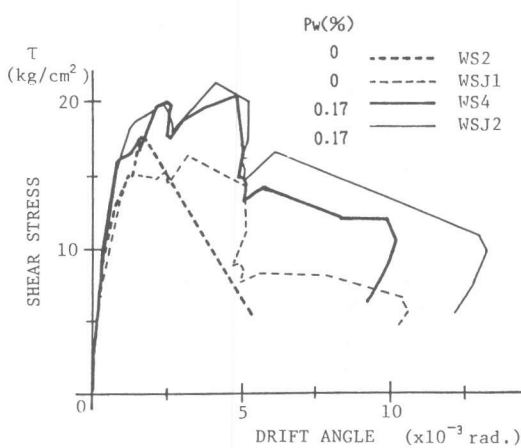
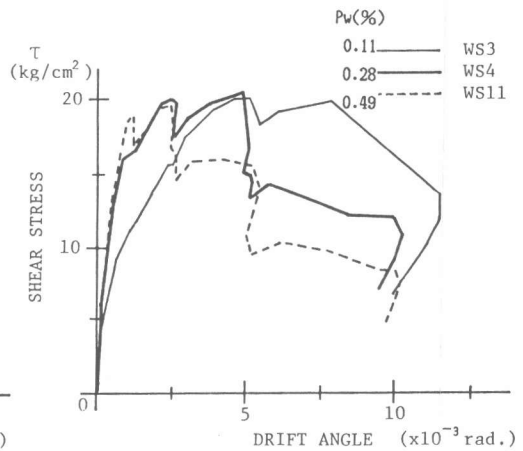


図-5 最終ひびわれ状況



(a) せん断補強筋 P_w の影響



(b) 曲げ補強筋 P_t の影響

図-6 荷重変形曲線の包絡線(せん断破壊実験)

げ降伏し変形性能が改善されることを示している。

3.2 曲げ破壊実験

WFL2及びWFL3は共に、曲げひびわれ、せん断ひびわれの順に入り、曲げ補強筋が順次降伏していった。しかし、最終的にはWFL2はせん断破壊しているが、WFL3は壁上端部のコンクリートが圧壊している。図-7に示すように、WFL3の最大耐力とその時の変形角は、WFL2より大きい。変形角 $R=1/100$ 以後の耐力低下はWFL2よりも激しくなっている。これは、せん断補強筋量が増加すると耐力は上昇するが、軸応力度が大きいために大変形時の耐力低下が激しくなることを示している。

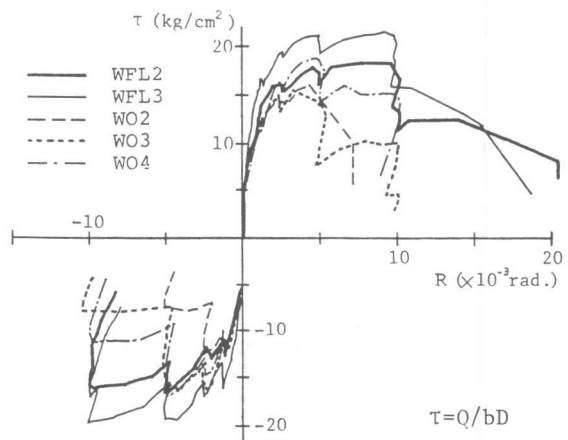


図-7 荷重変形曲線の包絡線(曲げ破壊実験)

壁中央部に開口を持つ WO2では、開口周辺からせん断ひびわれが発生し、せん断破壊し耐力が急激に低下した。また、無開口のWFL2と比較すると、開口周囲を補強しているにもかかわらず、最大耐力は約80%までしか上昇せず、最大耐力時の変形角は1/2程度となっている。壁の上下に開口を持つ試験体のうち、開口補強していない WO3では、せん断ひびわれが主に開口付近に発生し、せん断破壊した。開口補強した WO4は、せん断ひびわれが壁全体に入り、曲げ補強筋の降伏も確認され、最終的には壁上端部のコンクリートが圧壊した。また、WO4の最大耐力は無開口のWFL2と同程度で、変形性能は補強していないWO3に比べると改善されている。

4. 考察

4.1 せん断耐力

ここでは、せん断破壊実験で得られた最大耐力とRC造耐力壁の算定式を準用して求めた値を比較し検討する。RC部材の算定式は各種提案されているが、本研究では下記の式を用いた。なお、コンクリートの圧縮強度 F_c の代わりにプリズム圧縮強度 F_m' を用いるものとする。

曲げ耐力 [1]

$$Q_{mu} = \{0.9A_t \sigma_y + 0.4A_v \sigma_{vy} + 0.5N (1 - \sigma_o / F_m')\} D^2 / h \quad (1)$$

せん断耐力 [1]

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23} (F_m' + 180)}{M / Q d + 1.2} + 2.7 \sqrt{P_w \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_o} \right\} b j \quad (2)$$

$$1 \leq M / Q d \leq 3$$

図-8は、最大耐力の実験値と(2)式によるせん断耐力の算定値との関係を示す。本実験で得られた値を黒で、他の機関による実験[2][3]のデータを白で示す。この図から、(2)式は型枠C B造耐力壁のせん断耐力の下限値を与えると考えられる。

4.2 変形性能

せん断破壊実験において、各試験体の変形性能を定量的に比較するために、荷重変形曲線を図-9のように4本の直線に置き換え、最大耐力の80%の線と線④との交点を、終局変位 δu と定義する。図-9は、算定値による曲げ耐力 Q_{mu} とせん断耐力 Q_{su} の比(Q_{su} / Q_{mu})と終局変位 δu との関係を示す。せん断破壊する試験体においては、耐力比が大きくなるにつれて終局変位はほぼ直線的に増大し、変形性能が向上している。

4.3 小開口による影響

壁中央部に開口がある場合のせん断耐力の算定としては、無開口耐力壁のせん断耐力に低減率を乗じる方法が考えられる。本研究では、下記の算定式と低減率を用いた[4]。

(3)式は開口がない場合の算定式により求めたせん断耐力に、低減率を掛けたものである。

(4)式は、(3)式のせん断補強筋の項に開口補強筋を考慮したものである。

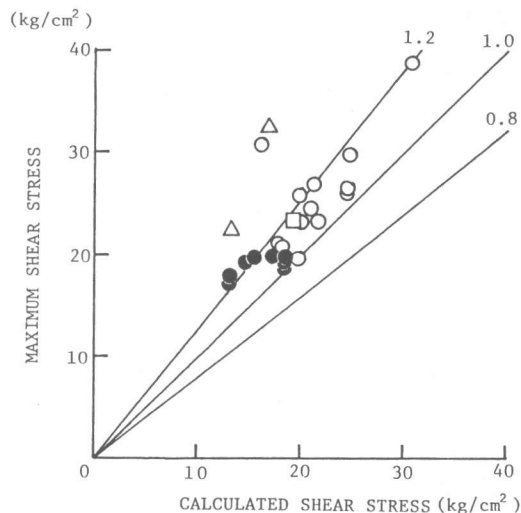


図-8 せん断耐力の実験値と算定値の関係

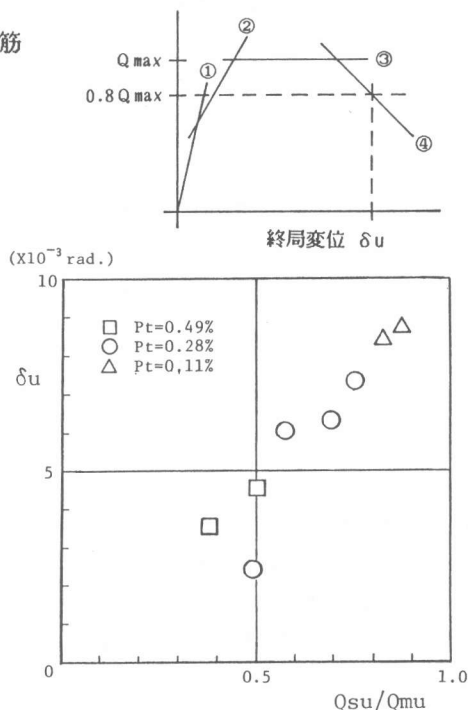


図-9 終局変位と耐力比の関係

$$Q_{su1} = r \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23} (F_m' + 180)}{M/Q_d + 1.2} + 2.7 \sqrt{P_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_o \right\} b j \quad (3)$$

$$Q_{su2} = r \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23} (F_m' + 180)}{M/Q_d + 1.2} + 2.7 \sqrt{P_w \sigma_{wy} + P_{w1} \sigma_{wy1}} + 0.1 \sigma_o \right\} b j$$

$$1 \leq M/Q_d \leq 3 \quad (4)$$

$$r_1 = 1 - \frac{\ell_o}{\ell} \quad (5)$$

$$r_2 = 1 - \sqrt{\frac{h_o \ell_o}{h \ell}} \quad (6)$$

表-3 有開口耐力壁のせん断耐力
($\tau = Q/bD$)

試験体	実験値 (kg/cm ²)	τ_{su1} (kg/cm ²)		τ_{su2} (kg/cm ²)	
		r_1	r_2	r_1	r_2
W02	14.4	11.5	13.9	11.9	14.4

表-3に実験値と各算定値を示す。低減率として r_1 を用いた場合は、算定値はかなり安全側となっているが、 r_2 による算定値は実験値と良く適合している。特に開口補強筋を考慮に入れた場合の算定値が、最も実験値に近くなっている。

5. 結論

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 目地筋を含めたせん断補強筋量が 0, 0.03, 0.17, 0.20%と多くなると、せん断耐力が上昇し、変形性能が改善される。また、細いせん断ひびわれが壁全面に発生するようになる。
- (2) 型枠CB造耐力壁においても、曲げ降伏が先行すると変形性能は向上するが、せん断破壊が先行すると、変形性能は低下する。
- (3) 組積造耐力壁の曲げ耐力とせん断耐力を、RC耐力壁の算定式を準用することにより推定することができる。
- (4) 最大耐力以後の変形性状は、曲げ耐力とせん断耐力の比 (Q_{su}/Q_{mu}) に大きく依存し、耐力比が大きいほど変形性能は良好となる。
- (5) 曲げ耐力とせん断耐力の比が一定の場合、せん断補強筋比と軸力が大きい試験体は、耐力は上昇するが、大変形時にはコンクリートの圧壊により変形性能が低下する。
- (6) 有開口耐力壁のせん断耐力は、RC造耐震壁の耐力低下式を準用することにより推定できる。

【謝辞】

本研究は、日米共同組積造研究の一環として行われたものである。研究の計画に際しては、同技術委員会（岡田恒男委員長）の委員より有益なご意見をいただきました。

【参考文献】

- [1] 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、1981, p.p.163-164
- [2] 岡田恒男 他：組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(1)～(13)、組積造耐力壁及び梁の耐震性能、その1～その12、日本建築学会大会学術講演梗概集、p.p.1081-1106、1980.
- [3] 五十石浩 他：組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(21)～(24)、組積造耐力壁及び梁の耐震性能、その13～その16、日本建築学会大会学術講演梗概集、p.p.1157-1164、1981.
- [4] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1982, p.p.246-247