

ALC ブロックを用いた無開口組積壁の面内せん断性状に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON IN-PLANE SHEAR BEHAVIOR OF AAC BLOCK MASONRY WALLS WITHOUT OPENINGS

高島健史*¹, 中村亮太*², 中田信治*³, 花井 勉*⁴,
杉本訓祥*⁵, 楠 浩一*⁶, 田才 晃*⁷

*Kenji TAKASHIMA, Ryota NAKAMURA, Shinji NAKATA, Tsutomu HANAI,
Kuniyoshi SUGIMOTO, Koichi KUSUNOKI and Akira TASAI*

This work investigates the in-plane shear capacity and behavior of autoclaved aerated concrete (AAC) masonry bearing walls. Experimental tests of the reinforced and fully grouted AAC masonry walls are performed. The test results show that integrated wall behavior is observed until peak load and internal reinforcements in the AAC blocks improve those post-peak behavior and enhance displacement capacity. Moreover, based on the mechanical properties obtained from compression and shear wallette tests, the strength and the deformation calculated referring to previous studies in concrete block masonry structures are good agreement with the test results.

Keywords : *Masonry, AAC, Block, Bearing Wall, In-plane Shear Behavior, Wallette Test*

組積造, 軽量気泡コンクリート, ブロック, 耐力壁, 面内せん断性状, プリズム試験

1. はじめに

石やレンガ、コンクリートなどの無機材料は高い耐久性、耐火性などの理由により古くから建物の構造材料として世界中で使われており、特に壁式鉄筋コンクリート造や全充填型の補強組積造は兵庫県南部地震でも損傷が皆無であることが確認された^{例え¹}。しかし、構造材料として使われてきた無機材料の多くは熱を通し易いため、省エネルギー性が強く求められる近年では外皮に十分な断熱材を施して断熱性能を確保する必要があるといった課題も残されている。

無機材料の中でも熱を通しにくい材料としてオートクレーブ養生軽量気泡コンクリート（以下 ALC、英文では AAC）がある。ALC はコンクリートと比較して軽量性、断熱性、工場生産性などの向上を目的に発明された材料であり、海外ではレンガや石などの代わりに ALC ブロックを用いた住宅が現在でも建設されている^{例え²}。ALC の熱伝導率はグラスウール 10K の 2~3 倍程度にとどまるため、壁厚が 200~300mm 程度の厚さになれば、ALC だけでも外壁の断熱性能を確保することができる。また、ALC はコンクリートやレンガなどと比較して比重が小さいため、地震による慣性力は小さくなる。日本でも ALC の草創期には ALC ブロックが製造されたが、歴史的に組積造への馴染みがないことや高度経済成長期の高工業化への要求により、ブロックが大型 ALC パネルによる耐力壁へと変化し、現在では面内せん断力を負担しない帳壁などの利用が一般的で

ある³。そこで、無機材料としての高い耐久性、耐火性を生かしながら耐震性、断熱性の高い住宅を実現できる可能性として、ALC による耐力壁構造を見直すことが考えられる。ALC による耐力壁構造は過去には建設することが出来たが⁴、現在の建築基準法に従うと建設することは出来ない。そこで、構造種別を特殊な材料でも許容応力度が規定できる組積造とし、型枠コンクリートブロック造⁵（以下型枠ブロック造）や鉄筋コンクリート組積造⁶のように鉄筋で補強して充填材を打設する打込み工法とすることで、現行の建築基準法を満足しながら耐震性を確保することができると考えられる。

国内では、型枠ブロック造や補強コンクリートブロック造（以下補強ブロック造）などの設計方法は確立されており⁷⁻⁹、大型 ALC パネルを用いた耐力壁の曲げ、せん断強度に関する研究は松村により報告されているが^{10, 11}、ALC ブロックを用いた耐力壁の研究は見当たらない。一方海外の地震国では Tanner¹²、Costa¹³、Penna¹⁴、Tomazević¹⁵らにより ALC ブロックを用いた耐力壁の研究が行われている。そこでは鉄筋で補強された耐力壁も研究されているが、ブロック自体は鉄筋で補強されていないため耐力壁にはせん断ひび割れが生じやすい。そこで ALC パネルでも見られるように、ブロック内部に配置する鉄筋（以下内部鉄筋）によりせん断ひび割れの伸展を抑制することが考えられるが、そのような研究は見られない。

そこで本論文では、内部鉄筋を有する ALC ブロックを用いた組

*¹ 旭化成ホームズ(株) 修士(工学)

*² (株)えびす建築研究所

*³ 旭化成ホームズ(株) 博士(工学)

*⁴ (株)えびす建築研究所 博士(工学)

*⁵ 横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院
准教授・博士(工学)

*⁶ 東京大学地震研究所 准教授・博士(工学)

*⁷ 横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院
教授・博士(工学)

Asahi Kasei Homes Co., M.Eng.

Ebisu Building Laboratory Co.

Asahi Kasei Homes Co., Dr.Eng.

Ebisu Building Laboratory Co., Dr.Eng.

Assoc. Prof., Institute of Urban Innovation, Yokohama National University, Dr.Eng.

Assoc. Prof., Earthquake Research Institute, The University of Tokyo, Dr.Eng.

Prof., Institute of Urban Innovation, Yokohama National University, Dr.Eng.

積体（プリズム、英文では Wallete）の圧縮およびせん断試験ならびに無開口組積壁の面内せん断実験を行い、耐力壁としての有効性を確認する。また、無筋ブロックを用いた試験体と比較して内部鉄筋の効果を確認するとともに、既往のメゾンリー構造の計算式を参考に実験結果を評価し、その精度を確認することを目的とする。なお本論文は文献 16)、17)を整理し、加筆してまとめたものである。

2. 構法と材料特性

本構法で使用する使用材料を表 1 に、標準的な ALC ブロックの形状を図 1 に、組積壁の構法を図 2 に示す。本構法は平面モジュールを 250mm、壁厚を 250mm とし、1 層の高さは 3m 程度を想定する。ブロックには比重が異なる 3 種類の ALC を用いる。ALC の後に記載する数字は絶対比重に由来する。ALC50 は通常外壁や床などで使用される ALC パネルと同じ材料である。ALC37 は ALC50 よりも比重が 3 割程度小さく断熱性をさらに高めた材料で、本構法ではこの材料を主に使用することを想定している。ALC50 と ALC37 のブロックは幅 750mm、高さ 150mm を標準とし、φ3.2mm の内部鉄筋がブロック断面の 4 隅に長辺方向に存在する。ALC42 は海外で用いられる材料で、ブロックは幅 500mm、高さ 200mm を標準とし、内部鉄筋は存在しない。各標準ブロックには φ50mm の縦穴が端部から 125mm の位置に 250mm ピッチで空けられており、ブロックの底部および小口部には幅 150mm、深さ 15mm の台形状の溝が設けられている。ブロックには標準ブロックを最大幅として 250mm ごとに幅の異なるものや端部用に溝加工を施したものなどがある。ブロックは底部と小口部の表面から 50mm の範囲（図 1 の A および B）にシーリングを塗布して積み上げられ、縦筋と横筋で補強されたのち、空洞部にグラウトが打設される。縦筋には M16 および M22（両端切削ネジ）または M20（両端転造ネジ、胴細加工）の丸鋼を、横筋には D10 の異形鉄筋を使用する。縦筋は 750mm ピッチ以下に配筋し、継手は高ナットによる機械式継手、定着には φ90mm の座金を用いる。ALC の圧縮強度が小さいため、プレストレスは導入しない。また、ALC37 と ALC50 を使用した組積壁では 1 つのブロックに最低 1 本の縦筋が貫通するように配筋する。横筋は 750mm ピッチ以下に配筋し、継手は継手長さ 500mm の重ね継手、定着は縦筋への 180° フックとする。グラウトには、無収縮グラウト材（NMH）またはセルフレベリング材（SLG）を使用する。

材料試験から得られた材料特性を表 2 に、応力度-ひずみ度関係を図 3 に示す。ALC の圧縮試験体は□100×100mm が標準的だが、ALC37 では製造上の理由から□75×75mm とした。グラウトの養生期間は 6~8 日間とした。試験装置にはアムスラー型または電気機械式万能試験機を用いた。応力度は荷重を断面積で除して求め、ひずみ度は試験体に貼付したひずみゲージの値とした。降伏点は、SGD3¹⁸⁾の縦筋と内部鉄筋では明瞭な降伏点を示さなかったため 0.2%耐力の値とし、それ以外では上降伏点の値とした。ヤング係数は、ALC とグラウトでは応力度-ひずみ度関係の最大荷重の 1/3 となる点と原点との割線剛性とし、鉄筋では最大荷重の 1/10~1/2 の範囲の近似直線の傾きとした。また、表 2 には目地部の引張試験より求めた引張強度も併記した(Joint)。試験体は□90 または□75×110mm の ALC の間に 30mm のグラウトを充填させ、ALC50 では 8 日、ALC37 では 17 日養生させた。試験体両端に接着した

Table 1 Material of masonry wall

Sign	Block			Reinforcement				Grout
	Internal bar	Configuration (mm)	Specific gravity (oven-dry)	Vertical		Horizontal		
				Size	Material	Size	Material	
ALC50	Exist	750×150×250	0.50	M16, M22	SGD3			SLG
ALC37	Exist	750×150×250	0.37	M20	SNR490B	D10	SD295A	NMH
ALC42	Non	500×200×250	0.42					

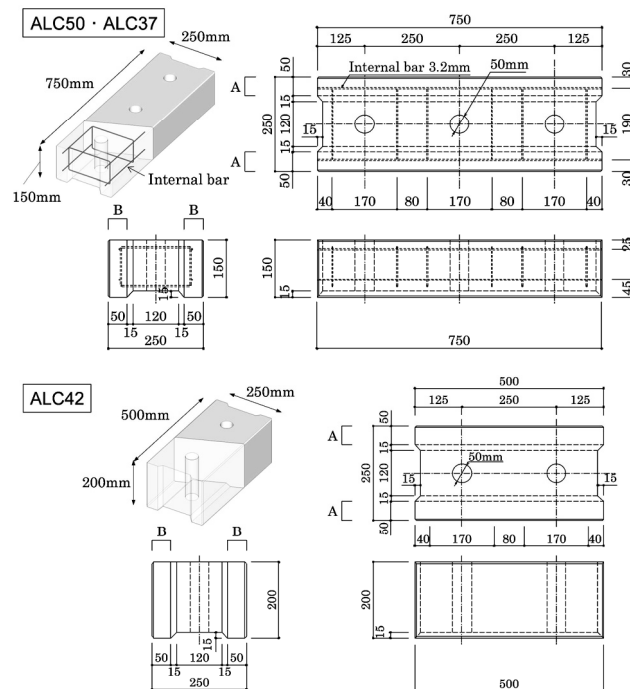


Fig. 1 Configuration of AAC block

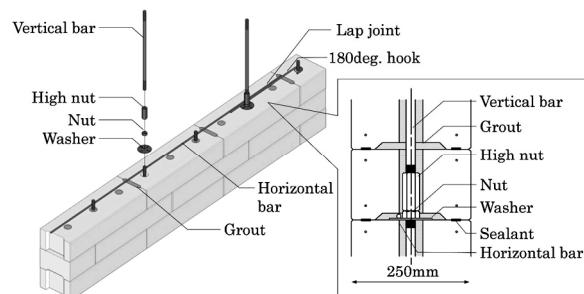


Fig. 2 Structural system of masonry wall

Table 2 Mechanical properties of materials

Test	Element	Material	Sign	Test specimen (mm)	Number	Yield point (N/mm ²)	Strength (N/mm ²)	Young modulus (kN/mm ²)
Tension	Vertical bar	SGD3	M22	φ22×800	3	501	551	198
			M16	φ16×800	3	416	472	185
			M20	φ18.2×500	3	354	560	208
	Horizontal bar	SD295A	D10-1	D10×600 ^{*1}	3	348	463	173
			D10-2	D10×450 ^{*2}	3	363	508	202
	Internal bar	-	φ3.2	φ3.2×600	9	671	686	214
	Compression	Block	ALC50	A50(T)	φ50×100	6	-	0.69
A37(T)				φ50×100	6	-	0.61	1.67
A42(T)				φ50×100	5	-	0.66	1.45
A50(JT)				□90×250	5	-	0.18	-
(Joint)		ALC37	A37(JT)	□75×250	7	-	0.23	-
			A50(C)	□100×100	6	-	4.3	2.14
			A37(C)	□75×75	6	-	3.3	1.71
Grout	NMH	NMH	φ50×100	5	-	42.4	17.6	
				22	-	42.4	17.6	
				18	-	14.6	10.2	

*1: Specimen using ALC50 block, *2: Specimen using ALC37 block and ALC42 block

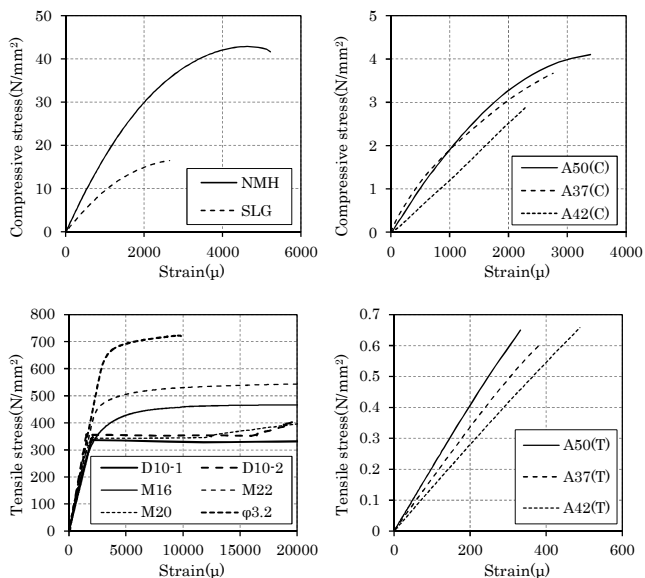


Fig. 3 Stress - Strain curve of materials

治具に引張力を作用させ、引張強度は計測した荷重の最大値を断面積で除して求めた。試験体は ALC とグラウトの界面付近の母材または一部界面で破壊し、引張強度はグラウトの強度と比較して十分小さかったため、養生期間による影響は小さいと判断した。

3. プリズム圧縮・せん断試験

3.1 試験体・試験方法

プリズム試験の試験計画を表 3 に、試験体形状を図 4 に、試験方法を図 5 に示す。ブロックの材料は 3 種類、試験体はそれぞれ 5 段積みとした。試験体数は各 3 体とし、養生期間は圧縮試験で 6~9 日、せん断試験で 7~28 日とした。载荷にはアムスラー型万能試験機を用いた。測定項目は、圧縮試験では荷重、各面の軸方向変形および各面中央のひずみ度を、せん断試験では荷重、試験体表面の対角線方向の変形および壁表面の 3 軸方向のひずみ度とした。

3.2 プリズム圧縮試験結果

試験結果一覧を表 4 に、载荷後の試験体とひび割れ図を図 6 に、応力度-ひずみ度関係を図 7 に示す。圧縮応力度は、荷重を試験体の全断面積で除した値とした。ひずみ度は試験体の表裏面に取り付けた変位計の値の平均値を支点間距離で除した値とし、変位計取り付け位置が破壊の進行により不安定になった時点で小口面の载荷治具に取り付けた変位計の値を用いて補正した。ヤング係数は、応力度-ひずみ度関係における圧縮強度の 1/3 の点と原点との割線剛性により求めた。ひずみ度は、最大荷重 (P_{max}) と最大荷重の 85% まで荷重が低下した点 ($0.85P_{max}$) の値を求めた。表 4 の値はブロック種類ごとの試験体の平均値とし、図 6 と図 7 には代表的な結果と試験体番号を示した。また、ひび割れ図の破線は初期ひび割れを、実線は载荷終了時のひび割れを表す。

ALC50 と ALC37 を用いた試験体では、最大荷重に到達する直前に数本の鉛直方向のひび割れが小口面に確認され、最大荷重前後からひび割れ幅と本数が増加した。小口面のひび割れはブロックの内部鉄筋位置と横溝端部に多く見られた。ALC42 を用いた試験体では、最初のひび割れが最大荷重の 2/3 程度のときに壁表面の中央に数本

Table 3 Test schemes of wallette test

Test	Block	Configurations (mm)	Grout	Number	Curing (days)
Compression	ALC50	250 × 250 × 750	SLG	3	6,7,8
	ALC37				
	ALC42				
Shear	ALC50	750 × 250 × 750	SLG	3	7,8,28
	ALC37				
	ALC42				

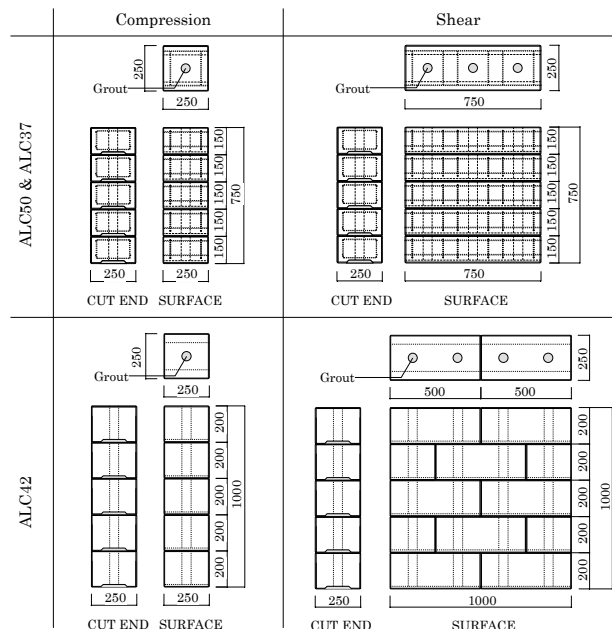


Fig. 4 Test specimen of wallette test

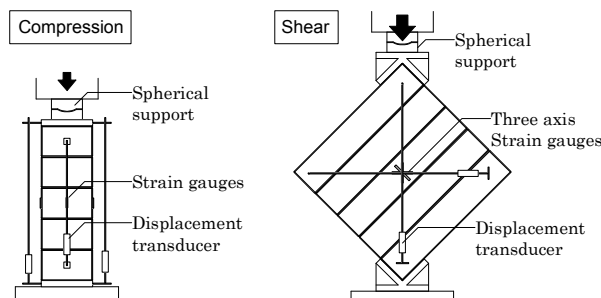


Fig. 5 Test setup of wallette test

確認された後、最大荷重前後からひび割れ幅と本数が増加した。すべての試験体について、応力度-ひずみ度関係は最大荷重直前までほぼ線形を示し、ひび割れの増加とともに剛性が低下した。最大荷重後は、ALC50 と ALC37 を用いた試験体では最大荷重の 2/3 付近で荷重低下が緩やかになり、载荷を終了した最大荷重の 1/2 程度まで徐々に荷重が低下しながら変形が進行したが、ALC42 を用いた試験体では最大荷重の 1/2 程度まで急激に荷重が低下した。ALC50 と ALC37 を用いた試験体では、内部鉄筋により靱性能が大幅に改善し、最大荷重後の荷重低下が抑制されたものと考えられる。

ひずみゲージから得られた応力度-ひずみ度関係を図 8 に示す。ひずみ度は、小口面、壁表面のそれぞれの平均値とした。壁表面のひずみは、小口面のひずみの半分程度の値が得られた。これは、壁表面側から 50mm の範囲の目地部には 0.5mm 程度に潰れた非常に剛性の低いシーリングが存在するため、断面中央部分の幅 150mm のグラウト打設範囲で応力伝達が主に行われたためと考えられる。

3.3 プリズムせん断試験結果

試験結果一覧を表 5 に、破壊後の試験体とひび割れ図を図 9 に、せん断応力度—せん断ひずみ度関係を図 10 に示す。せん断応力度は、試験体の水平目地方向にベクトル分解した荷重を試験体の全断面面積で除した値とし、せん断ひずみ度 γ は図 11 に示す対角方向の変形から(3.1)式より求めた。せん断弾性係数は、せん断応力度—せん断ひずみ度関係におけるせん断強度の 1/3 の点と原点との割線剛性により求めた。表 5 の値はブロック種類ごとの試験体の平均値とし、図 9 と図 10 には代表的な結果と試験体番号を示した。養生期間の違いによる破壊性状や材料特性の違いは見られなかった。

加力後せん断ひずみ度が 400~1000 μ 程度のときに鉛直方向の初期せん断ひび割れが発生し、剛性が低下した。初期せん断ひび割れの発生は、目視または音等にて確認した。ALC50 と ALC37 を用いた試験体では、せん断ひび割れ発生後も荷重が上昇して 2000 μ 程度で最大荷重を迎え、その後、載荷を終了した最大荷重の 1/2 程度までブロックの目地部のすべりが発生しながら徐々に荷重が低下した。ALC42 を用いた試験体ではせん断ひび割れ後すぐに最大荷重を迎え、その後急激に荷重が低下したのち試験体が 2 分するように破壊した。ひび割れの様子を見ると、ALC50 と ALC37 を用いた試験体では幅の小さいひび割れが多数確認されたのに対し、ALC42 を用いた試験体ではひび割れ幅が拡大して破壊に至った。ALC50 と ALC37 を用いた試験体では、内部鉄筋によりひび割れの伸展が拘束されたため目地部のすべり耐力まで荷重が上昇し、最大荷重後は摩擦により荷重を維持したまま徐々に変形が進行したものと考えられる。

表 5 中のひび割れ発生時の最大主ひずみ ε_{max} の値は 101 μ ~263 μ を示したが、ALC の引張試験(前出図 3)ではすべての ALC の種類で 400 μ 程度のひずみ度で破壊した。また、(3.2)式より求めた W.F. Chen による引張割裂強度 σ_t ¹⁹⁾も引張試験よりも小さい値を示した。これは、圧縮試験と同様に、グラウトが充填している断面中央部分に応力が集中していることが要因の 1 つだと考えられる。また、組積体のせん断ひび割れ強度 $m\tau_{cr}$ は組積体圧縮強度 $m\sigma_c$ の平方根に比例するといわれており⁹⁾、その比例乗数 α_s を(3.3)式から求めたところ、0.09~0.31(平均値 0.18) が得られた。

$$\gamma = \gamma_1 + \gamma_2 \quad \left. \begin{aligned} \gamma_1 &\cong (\delta_1/2\cos\theta + \delta_2/2\cos\theta)/(h_s - \delta_1/2\sin\theta + \delta_2/2\sin\theta) \\ \gamma_2 &\cong (\delta_1/2\sin\theta + \delta_2/2\sin\theta)/(w_s - \delta_1/2\cos\theta + \delta_2/2\cos\theta) \end{aligned} \right\} (3.1)$$

$$\sigma_t = 0.465_s P_{cr}/t w_s \quad (3.2)$$

$$\alpha_s = m\tau_{cr}/\sqrt{m\sigma_c} \quad (3.3)$$

ここに

δ_1 : 縦方向の変形量 δ_2 : 横方向の変形量

h_s : 試験体の高さ w_s : 試験体の幅 θ : 試験体の角度

$_s P_{cr}$: せん断ひび割れ時の荷重 t : 試験体の厚さ

Table 4 Test results of compression wallette test

Block	Compressive strength (N/mm ²)	Young modulus (N/mm ²)	Strain	
			P _{max} (μ)	0.85P _{max} (μ)
ALC50	2.91	1601	2591	3293
ALC37	2.77	1314	2436	3044
ALC42	2.37	1407	1881	2183

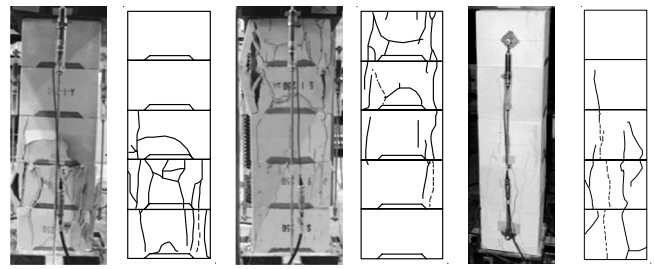


Fig. 6 Pictures and cracking patterns of the specimens

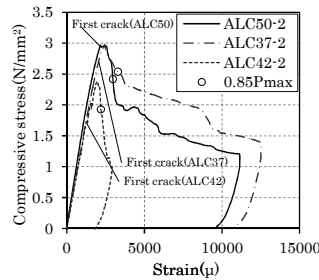


Fig. 7 Stress-Strain curve (Displacement gages)

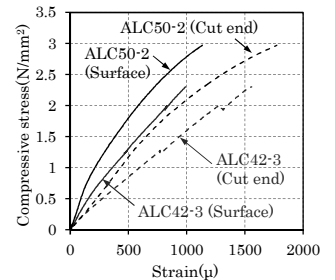


Fig. 8 Stress-Strain curve (Strain gages)

Table 5 Test results of shear wallette test

Block	Shear strength		Shear modulus (N/mm ²)	Shear strain		ε_{max} (Crack) (μ)	σ_t (Crack) (N/mm ²)	α_s (-)
	Crack (N/mm ²)	P _{max} (N/mm ²)		Crack (μ)	P _{max} (μ)			
ALC50	0.53	0.55	630	1042	2656	263	0.35	0.31
ALC37	0.25	0.41	430	681	2255	194	0.16	0.15
ALC42	0.14	0.20	404	424	752	101	0.09	0.09

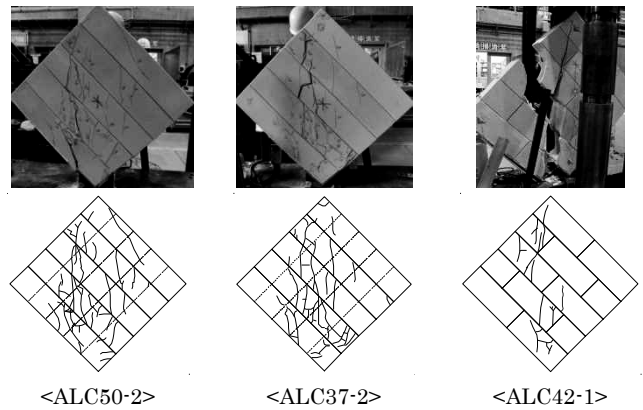


Fig. 9 Pictures and cracking patterns of the specimens

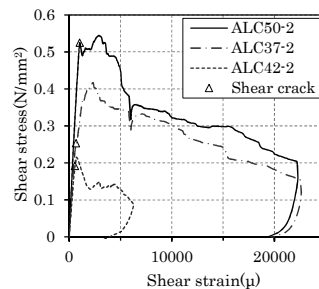


Fig. 10 Shear stress-Shear strain curve (Displacement gages)

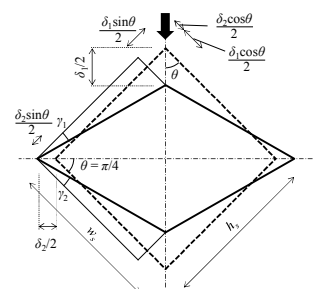


Fig. 11 Shear deformation geometry

4. 無開口組積壁の面内せん断実験

4.1 実験計画

試験体一覧を表 6 に、加力スケジュールを表 7 に、試験体形状を図 12 に、加力方法を図 13 に示す。試験体は高さ 3m、壁厚 0.25m の実大スケールとし、養生期間は 4~8 日とした。試験体名はブロックの種類 (A50、A37、A42) と試験体壁長 (w10、w15、w45) の順に定めた。試験体は RC 基礎の上に作成され、基礎底部に埋め込まれた高ナットと反力床に固定した鉄骨治具をボルト接合した。試験体頂部には加力梁を配置し、ALC50 を用いた試験体 (以下 A50 シリーズ) では鉄骨梁を、ALC37 と ALC42 を用いた試験体 (以下 A37 シリーズ、A42 シリーズ) では RC 梁を用いた。RC 加力梁では、縦筋が配置された縦穴以外の壁頂部に補強鉄筋 (M20) を配置した。試験体の縦穴は、実際の建物では配線等によりグラウトが充填されないことを考慮するため、図 12 の点線で示した縦穴にはブロック上下にテープを貼付け、縦穴にグラウトが充填されないようにした。試験は基礎脚部を固定した片持ち梁形式で行われ、加力は油圧ジャッキを用いた正負交番繰返し载荷とした。層間変形角は、A50 シリーズでは試験体頂部と脚部に設置した変位計の差分を測定区間で除して求め、A37 シリーズと A42 シリーズでは試験体頂部と脚部および基礎に設置した変位計の差分を測定区間で除して求めた。壁端部の縦筋の脚部にはひずみゲージを貼付け、変位計は図 14 および図 15 のように配置し、曲げ変形とせん断変形を計測した。

4.2 実験結果

実験結果一覧を表 8 に、荷重-層間変形角関係と各試験体の包絡線を図 16 に、破壊後の試験体を図 17 に示す。荷重はジャッキに取り付けたロードセルの値を壁長で除した値とし、包絡線は载荷サイクルおよび観察に伴う除荷の影響を除いたものとした。A37 シリーズと A42 シリーズの荷重-変形関係は、試験体脚部と基礎から求めた層間変形角はほぼ一致し、引張鉄筋の引抜けによる影響が小さいと判断したため、基礎から求めた値を使用した。いずれの試験体でもブロック同士がグラウトにより一体化され、最大荷重までは単一壁のような挙動を示し、耐力壁として有効であることが分かった。すべての試験体でブロック表面に水平方向のひび割れ (曲げひび割れ) と斜め方向のひび割れ (せん断ひび割れ) が確認されたが、曲げひび割れ発生前に引張側の水平目地部が開き、初期剛性が低下する挙動が確認された。ALC とグラウトの付着が引張力により剥離したものと考えられるが、試験体表面に明瞭な損傷が確認されなかったため、図 18 に示すように荷重-変形関係で初期剛性が低下した点を初期剛性低下点とした。降伏点について、A50 シリーズでは縦筋に切削ネジ加工した丸鋼を用いているため、ネジ部の有効断面の降伏は軸部に貼付したひずみゲージの値から求めた縦筋の軸力をネジ部の有効断面積で除した値が縦筋の降伏点を越えた点とした。A37 シリーズおよび A42 シリーズではひずみゲージの最大値が鉄筋の降伏時のひずみ値に達した点を試験体の降伏とした。

Table 6 Test schemes of bearing wall

Sign	Block	Height (m)	Thickness (m)	Wide (m)	Aspect ratio (Height/Wide)	Weight(kN)		Curing (days)
						Loading beam	Specimen	
A50_w10	ALC50	3.0	0.25	1.0	3.0	1.8	5.4	4~5
A50_w15				1.5	2.0	1.8	8.2	6~7
A37_w15	ALC37	3.0	0.25	1.5	2.0	13.8	6.8	6~7
A37_w45				4.5	0.7	28.1	20.3	5~7
A42_w15	ALC42	3.0	0.25	1.5	2.0	13.8	6.4	6~8

Table 7 Target story drift level

Wide (m)	Target story drift level (rad)
1.0, 1.5	$\pm 1/2000, \pm 1/1000, \pm 1/500, \pm 1/300, \pm 1/150, \pm 1/100$ $\pm 1/300, \pm 1/150, \text{Monotonic loading}(+)$
4.5	$\pm 1/4000, \pm 1/2000, \pm 1/1500, \pm 1/1000, \pm 1/750$ $\pm 1/500, \pm 1/250, \pm 1/150, \text{Monotonic loading}(+)$

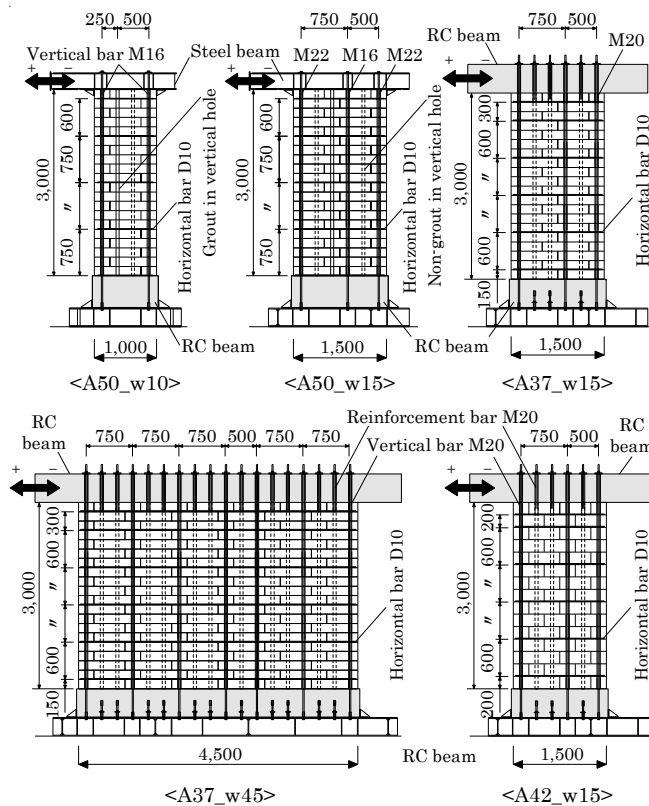


Fig. 12 Specimens of bearing wall

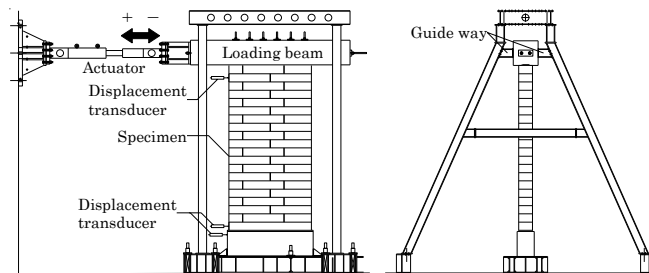
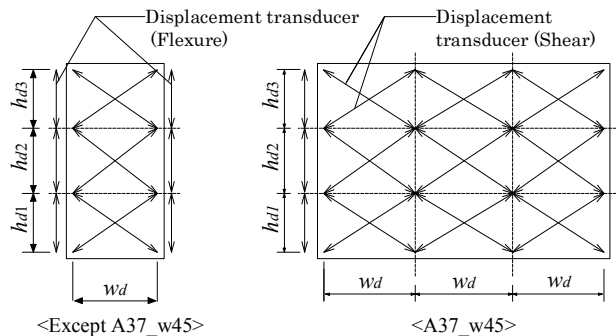


Fig. 13 Test setup of bearing wall



<Except A37_w45>

<A37_w45>

h_{di} : Height of measure section w_d : Wide of measure section

Fig. 14 Displacement transducer locations (Flexure & shear)

A50_w10 は 1/279rad で曲げひび割れが発生、1/133rad で引張側の縦筋が降伏し、1/120rad でせん断ひび割れが発生して 1/110rad で最大荷重を示した。その後、脚部の目地部ですべりを伴いながら変形が進み、最大 1/26rad の変形で引張側縦筋がネジ部で引張破断し終局状態をむかえた。破壊性状は、曲げ破壊と判断した。

A50_w15 は 1/287rad で曲げひび割れとせん断ひび割れが発生し、±1/150 サイクル途中の-1/163rad で引張側の縦筋が破壊し、荷重が急激に低下した。加力終了後に解体したところ縦筋接合部のねじ山がせん断破壊しており、破壊した山数が標準施工時の山数よりも少なかったため、施工ミスによるねじ山不足が原因だったと考えられる。加力は正側のみ継続し、1/110rad で引張側の鉄筋が降伏した直後の 1/100rad で最大荷重を示し、最大荷重の 70%まで低下した時点で加力を終了した。正側載荷時の破壊性状は、曲げ降伏後の荷重上昇と変形増加が小さいため、曲げ降伏後のせん断破壊と判断した。

A37_w15 は 1/232rad で引張側の縦筋が降伏して剛性が大きく低下したが、その後も荷重が上昇しながら変形が進み、1/51rad で最大荷重を示した。最大荷重後のサイクルでは、ほぼ一定の荷重を保ったまま変形が進行し、ジャッキストロークの限界に達したため 1/26rad で加力を終了した。破壊性状は、曲げ破壊と判断した。

A37_w45 は 1/402rad で引張側縦筋が降伏し、1/264rad で最大荷重に達して多くのせん断ひび割れが確認された。その後 1/25rad 付近まで荷重を保ったまま変形が進み、1/24rad で試験体下部の横筋が破断した。破壊性状は、曲げ降伏後のせん断破壊と判断した。

A42_w15 は曲げひび割れ発生前に壁中央部のブロック中央に鉛直方向のひび割れが発生した。その後、1/195rad で引張側縦筋が降伏した後 1/143rad で最大荷重を示した。最大荷重後は徐々に耐力が低下し、試験体引張側下部から対角線状にせん断ひび割れが進行しながら 1/38rad まで変形し、加力を終了した。破壊性状は、曲げ降伏後のせん断破壊と判断した。

包絡線を見ると、単位長さあたりの初期剛性は壁長が長いほど高くなり、壁長 1.5m の試験体における 3 種類のブロックの違いは小さかった。壁長 1.5m の試験体における最大荷重後の挙動について、A37_w15 では縦筋降伏後に荷重が増加して 1/50rad 程度まで変形したが、A50_w15 では縦筋降伏後すぐに最大荷重を迎えた。これは、A50_w15 の下から 5 段目までに横筋が入っておらず、縦筋降伏後にせん断破壊が進行したためと考えられる。一方内部鉄筋のない A42_w15 では、最大荷重後すぐに荷重が低下し、変形能力も低いことがわかる。これはブリズムせん断試験と同様に内部鉄筋による拘束がなかったことによるものであり、内部鉄筋により耐力と変形能力が向上し、耐力壁としての性能が高まるものと考えられる。

各試験体の全体の变形に占める曲げ変形の割合 (flexural ratio) と層間変形角の関係を図 19 に示す。試験体頂部の曲げ変形量 x_b およびせん断変形量 x_s は図 15 から (4.1) 式と (4.2) 式で求め、 x_b と x_s の和を全体の变形とした。A37_w45 では水平方向に分割した測定区間の平均値を用いて計算した。破壊の進行と共に変位計取付け位置が不安定になったため、測定結果は最大荷重付近までの結果を用いた。

図 19 をみると、1/300rad まではアスペクト比 (H/W) が 2 以上となる壁長 1.5m 以下の試験体では曲げ変形の割合が 8~9 割程度となり、アスペクト比が 0.7 の A37_w45 では曲げ変形の割合が 5 割程度となった。A50_w15 と A42_w15 では、変形が進むとせん断変

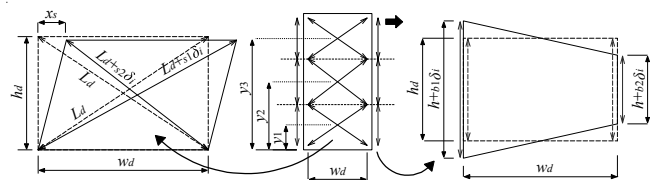


Fig 15 Flexural and shear deformation geometry

Table 8 Test results of bearing wall

Sign	A50_w10	A50_w15	A37_w15	A37_w45	A42_w15	
Force (kN/m)	P_1	5.6	12.8	10.7	22.0	8.7
	P_{bc}	13.5	29.4	12.3	29.1	16.0
	P_{sc}	20.9	29.4	29.0	42.4	24.0
	P_y	20.3	50.8	35.0	57.8	33.3
	P_{max}	21.0	51.9	44.7	67.3	37.7
Deformation Angle (rad)	θ_1	1/1106	1/916	1/1202	1/2267	1/1127
	θ_{bc}	1/279	1/287	1/979	1/1294	1/512
	θ_{sc}	1/120	1/287	1/313	1/701	1/311
	θ_y	1/133	1/110	1/232	1/402	1/195
	θ_{max}	1/110	1/100	1/51	1/264	1/143
	θ_u	1/26	1/19	1/26	1/24	1/38
Stiffness (kN/rad/m)	K_1	6140	11720	12824	49874	9770
	K_{bc}	3766	8438	12076	37663	8192
	K_y	2685	5573	8129	23219	6496
Failure mode	Flexural failure	Shear after yielding	Flexural failure	Shear after yielding	Shear after yielding	

P_1, θ_1, K_1 : Initial stiffness reduction point $P_{bc}, \theta_{bc}, K_{bc}$: First flexural cracking
 P_{sc}, θ_{sc} : First shear cracking P_y, θ_y, K_y : Yield strength
 P_{max}, θ_{max} : Maximum load θ_u : Ultimate drift level

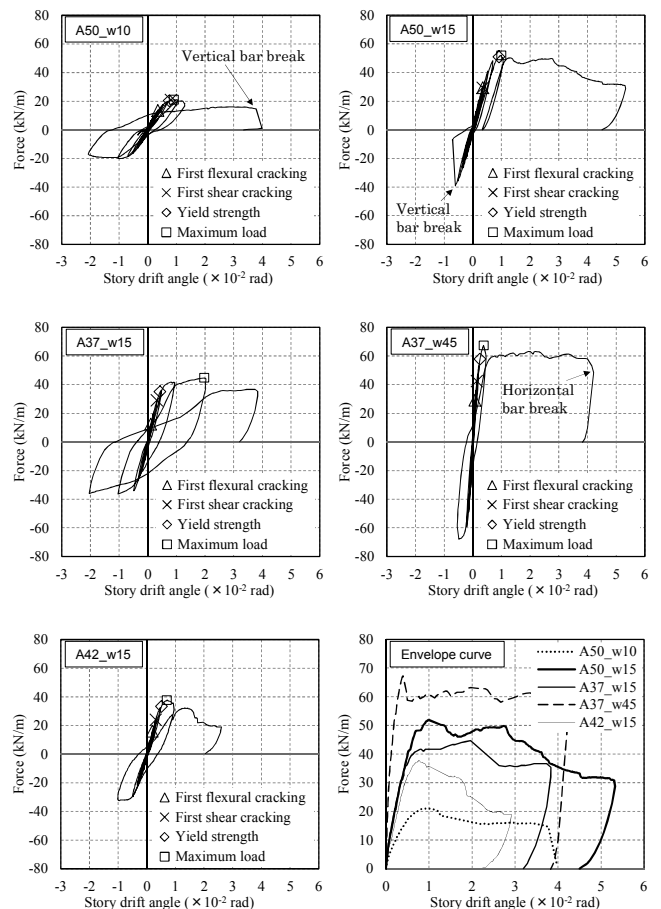


Fig. 16 Force- Story drift angle relationship

形の割合が高くなり、曲げ降伏後にせん断破壊した破壊性状とも一致した。メーソンリー構造におけるアスペクト比とせん断変形の全体変形に占める割合の関係は片持ち梁形式ではアスペクト比が 1.5 以上では曲げ変形が支配的で、1.5 以下ではせん断変形が卓越すると言われており⁹⁾、本構法でもおおむね一致する結果となった。

$$x_b = \sum (b_1 \delta_i - b_2 \delta_i) (H_d - y_i) / w_d \quad (4.1)$$

$$x_s = \sum L_d (s_1 \delta_i - s_2 \delta_i) / 2w_d \quad (4.2)$$

ここに

$b_1 \delta_i, b_2 \delta_i$: i 番目の計測区間の鉛直方向の変形量

H_d : 試験体高さ w_d : 測定区間の幅

y_i : i 番目の計測区間の中心から試験体底部までの距離

$s_1 \delta_i, s_2 \delta_i$: i 番目の計測区間の対角方向の変形量

L_d : 計測区間の対角線長さ

5. 実験結果の考察

5.1 耐力および変形の計算時の仮定

材料試験およびプリズム試験の結果を用いて、メーソンリー構造部材の既往の研究を参考に ALC ブロックを用いた組積壁の耐力と変形を計算し、実験結果と比較する。計算には以下の仮定を設け、計算には表 9 に示した材料特性を用いた。

- (1) 組積壁は基礎からの片持ちモデルとし、曲げ解析では平面保持を仮定した。加力梁の重量および危険断面位置である壁底部における試験体の自重を考慮した。
- (2) ALC とグラウトからなる組積体は、プリズム試験より得られた強度、剛性を持つ単一材料とみなした。鉄筋と組積体は重複するものとし、グラウトを充填していない縦穴部にも組積体が存在するものとした。
- (3) 組積壁の壁両端 50mm の目地間にはシーリングにより 0.5mm 程度の隙間がある。これにより曲げ変形した際には壁端部が圧縮縁とならないため、組積壁の壁長さは実長よりも 50mm ずつ短いものとした。
- (4) 曲げ解析の際は、組積体は曲げひび割れ発生まで引張応力を負担し、それ以降は全断面で負担しないものとした。組積体の圧縮側の応力度-ひずみ度関係は、曲げ降伏以降使用しないため、表 9 の強度と剛性を持つ直線とした。
- (5) 縦筋の断面積は、切削ネジの M16 と M22 ではネジ部の有効断面積とし、転造ネジの M20 では軸部の断面積とした。

5.2 耐力の計算

曲げ解析時の断面モデルを図 20 に示す。曲げひび割れモーメントは、目地部の引張破壊による曲げモーメント（精解式： M_1 、略算式： M_1' ）と ALC の引張破壊による曲げモーメント M_{bc} について確認した。曲げひび割れ耐力 ($catP_1$ 、 $catP_1'$ 、 $catP_{bc}$) は(5.1)式より求めた。

$$\left. \begin{aligned} catP_1 &= M_1/H' = m\sigma_c Z_e/H' \\ catP_1' &= M_1'/H' = m\sigma_t Z_e'/H' \\ catP_{bc} &= M_{bc}/H' = \alpha\sigma_t Z_e/H' \end{aligned} \right\} (5.1)$$

$$Z_e = I_e / (D - b_c x_n) \quad (5.2)$$

$$Z_e' = I_e / (D/2) \quad (5.3)$$

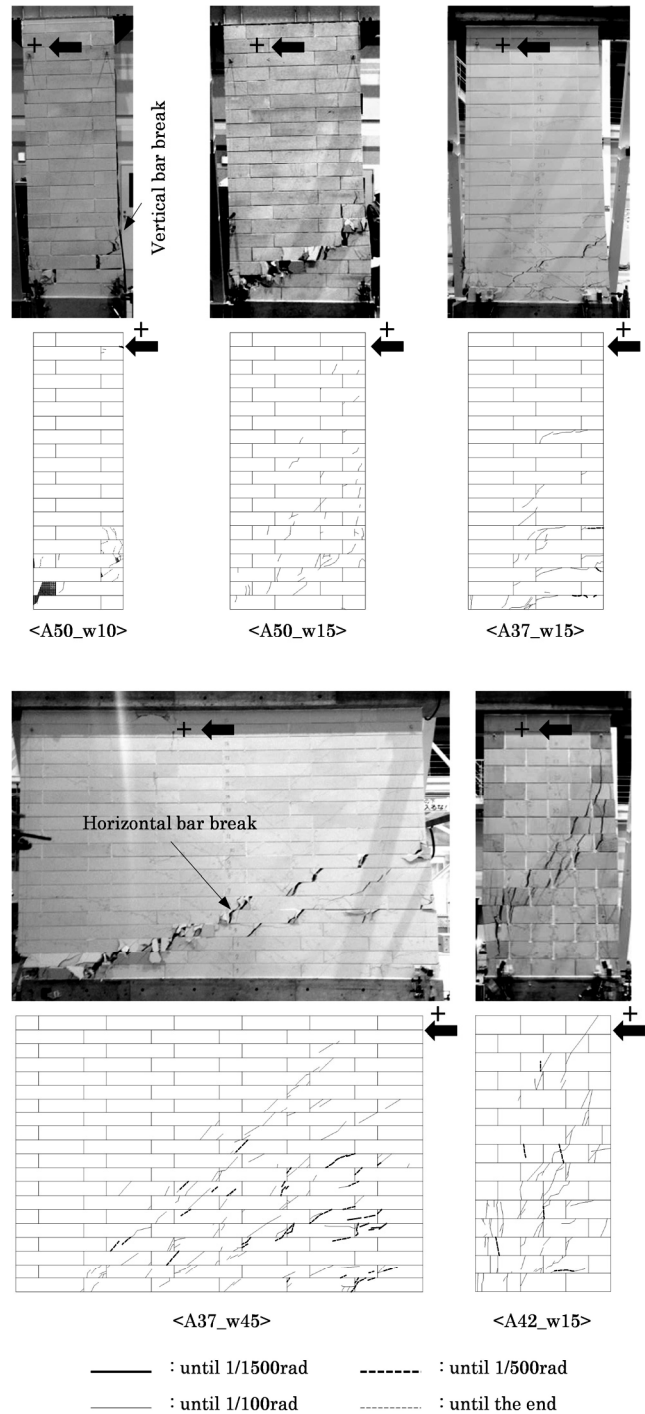


Fig.17 Pictures and cracking patterns of the specimens

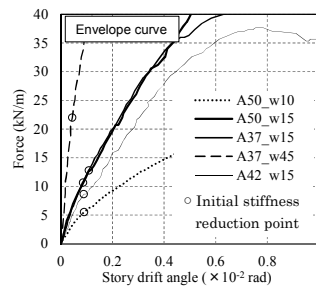


Fig. 18 Initial stiffness reduction

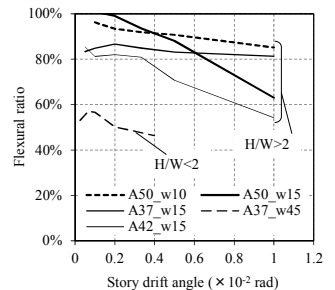


Fig. 19 Flexural ratio

$$I_e = bD^3/12 + \sum m n s a_i s y_i^2 \quad (5.4)$$

$$bcx_n = \frac{bD^2 m \sigma_t + 2 m n m \sigma_t (d \sum s a_i - \sum s a_i t_i) + 2DN}{2bD m \sigma_t + 2 m n m \sigma_t \sum s a_i + 2N} \quad (5.5)$$

ここに

H' : 試験体基礎天端からジャッキ芯までの高さ

$m \sigma_t$: 組積体目地の引張強度

$a \sigma_t$: ALC の引張強度

Z_e : 鉄筋および組積体からなる等価断面係数 (精解値)

Z_e' : 鉄筋および組積体からなる等価断面係数 (略算値)

I_e : 鉄筋および組積体からなる等価断面 2 次モーメント

b : 組積壁の壁厚

D : 組積壁の壁長 (壁全長 $W - 100(\text{mm})$)

bcx_n : 曲げひび割れ時の圧縮縁から中立軸までの距離

$m n$: ヤング係数比

(= 鉄筋のヤング係数 $s E$ / 組積体のヤング係数 $m E$)

d : 組積壁の有効壁長さで圧縮縁から引張側端部の縦筋中心までの距離 ($D - 75(\text{mm})$)

$s a_i$: 引張側端部の縦筋から i 番目の縦筋の断面積

t_i : 引張側端部の縦筋から i 番目の縦筋までの中心間距離

N : 試験体底部に作用する軸力 (加力梁荷重 + 自重)

$s y_i$: 中立軸から i 番目の縦筋までの距離

降伏曲げ耐力 $calP_y$ は、メーソソリー耐力壁の許容曲げモーメントの算定式⁹⁾を参考に(5.6)式より求めた。なお、文献(8)、(9)の式とは用いる記号は異なるが式の意味は同じである。また、すべての試験体において中立軸は断面内に存在し、引張側の縦筋の降伏が圧縮縁の組積体の圧壊よりも先行することを確認している。

曲げ終局耐力 $calP_{bu}$ は、耐力壁の略算式⁹⁾による終局曲げモーメント M_{bu} から(5.9)式より求めた。

$$calP_y = M_y / H' \quad (5.6)$$

$$M_y = \left(\frac{b y x_n^3}{3 m n s y_1} + \frac{\sum s y_i^2 a_i}{s y_1} \right) s \sigma_y + N \left(\frac{D}{2} - y x_n \right) \quad (5.7)$$

$$y x_n = \frac{m n}{b} \left\{ \sqrt{\left(\sum s a_i + \frac{N}{s \sigma_y} \right)^2 - \frac{2b}{m n} \left(\sum s a_i t_i - d \sum s a_i - \frac{dN}{s \sigma_y} \right)} - \left(\sum s a_i + \frac{N}{s \sigma_y} \right) \right\} \quad (5.8)$$

$$calP_{bu} = M_{bu} / H' \quad (5.9)$$

$$M_{bu} = s a_1 s \sigma_y l' + \sum 0.5 s a_i' s \sigma_y l' + 0.5 N l' \quad (5.10)$$

ここに

M_y : 降伏曲げモーメント

$s \sigma_y$: 縦筋の降伏点

$y x_n$: 曲げ降伏時の圧縮縁から中立軸までの距離

$s a_1$: 引張側端部の鉄筋の断面積

$s a_i'$: 壁両端を除いた中間部の縦筋の断面積

l' : 組積壁の有効壁長さの 0.9 倍 ($0.9 d$)

せん断耐力については、メーソソリー構造の耐力壁の計算式⁹⁾や

Table 9 Mechanical properties of materials in calculation

Properties	Strength (N/mm ²)			Stiffness (kN/mm ²)			
	Block	ALC50	ALC37	ALC42	ALC50	ALC37	ALC42
Masonry	Compression	2.91	2.77	2.37	1.60	1.31	1.41
	Tensile	Joint					
		ALC					
	Shear	0.69	0.61	0.66	0.63	0.43	0.40
Vertical bar	Compression	501(M22)		354	198(M22)		
	Tensile	416(M16)			185(M16)		
Horizontal bar	Compression	348	363	173	202		
	Tensile						

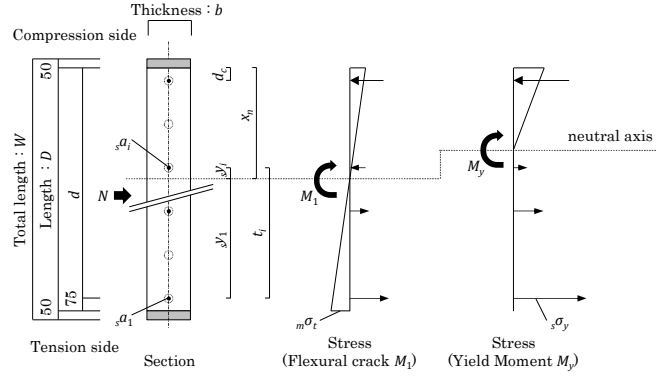


Fig. 20 Beam section in states of bending

ALC 耐力壁の計算式^{11),12)}がいくつか提案されている。これらのうち松村が提案するメーソソリー構造や ALC 耐力壁の計算式は、せん断耐力が材料の圧縮強度の関数で表現されているため、強度の低い ALC ブロック造でも適応できる可能性がある。その中でも型枠ブロック造と ALC 耐力壁の計算値は実験値よりもかなり高い傾向が見られたため、今回は同じブロック造であり圧縮強度も比較的小さい補強ブロック造の計算式を用いた。せん断ひび割れ耐力 $calP_{sc}$ は(5.11)式より、せん断終局耐力 $calP_{su}$ は(5.12)式より求めた。補強ブロック造との違いを考慮するため、計算にあたり次の補正を行った。

①組積体の性質による係数 k_c および k_u について、補強ブロック造の値に 0.72 を乗じて求めた。これは、補強ブロック造のせん断ひび割れ強度は組積体圧縮強度の平方根に $\sqrt{0.1} \times 2/2.5 = 0.25$ を乗じて求められるが⁹⁾、プリズムせん断試験より $\alpha_s = 0.18$ が得られたため、 $0.18/0.25=0.72$ を乗じることとした。

②補強ブロック造では引張鉄筋が壁両端に集中配置されることを想定しているが、本構法では 750mm 間隔で配筋されるため、引張鉄筋比 p_t には中間部の縦筋も考慮した。

③せん断補強筋比 p_w にはブロックの内部鉄筋も考慮した。

$$calP_{sc} = \left(k_c \frac{1}{H'/d + 2} \sqrt{m \sigma_c} + 0.3 \alpha \frac{N}{bD} \right) b j \quad (5.11)$$

$$calP_{su} = \varphi \left\{ k_u \cdot 1.16 p_t^{0.3} \left(\frac{0.76}{H'/d + 0.7} + 0.012 \right) \sqrt{m \sigma_c} + 0.18 \gamma \sqrt{p_w s \sigma_w m \sigma_c} + 0.2 \frac{N}{bD} \right\} b j \quad (5.12)$$

ここに

k_c : 組積体の性質による係数で $0.36 (= 0.5 \times 0.72)$

α : 軸力影響係数で 0.6

j : 応力中心距離 ($7/8 d$)

φ : せん断強度低減係数で 1.0

- k_u : 組積体の性質による係数で $0.46(=0.64 \times 0.72)$
- p_t : 引張鉄筋比(%)で、 $p_t = 100 \cdot s_a k_p / bd$
 $k_p = 0.5W/750$, ただし $k_p < 1$ のとき $k_p = 1$
- γ : 水平補強筋(横筋)の影響係数で 0.6
- p_w : 水平補強筋比で、 $p_w = (s_a a_w + i_a w \cdot s / 150) / bs$
- $s_a w$: 水平補強筋の断面積
- $i_a w$: 1つのブロックに含まれる内部鉄筋の断面積の合計
- s : 水平補強筋の間隔(mm)
- $s_a w$: 水平補強筋の降伏点

5.3 変形の計算

曲げひび割れ時の変形 δ_1 および δ_{bc} は弾性論に従って(5.13)式および(5.14)式で求めた。曲げ降伏時の変形 δ_y は次の仮定を設けて(5.15)式より算出した。①全断面で組積体は引張応力を負担しない。②組積壁の曲率分布が曲げモーメント分布に比例する。

せん断変形 δ_s は、弾性論に従って(5.16)式で求めた。なお、ここではせん断ひび割れ後の剛性低下については考慮せず、すべての計算について弾性とした。計算値による層間変形角 $_{cal}\theta$ はそれぞれの耐力時における曲げ変形とせん断変形を加算し、 H' で除して求めた。

$$\delta_1 = \frac{{}_{cal}P_1 H'^3}{3 m E I_e} \quad (5.13)$$

$$\delta_{bc} = \frac{{}_{cal}P_{bc} H'^3}{3 m E I_e} \quad (5.14)$$

$$\delta_y = \frac{\varphi_y H'^2}{3} \quad (5.15)$$

$$\delta_s = \frac{1.2 {}_{cal}P H'}{m G b D} \quad (5.16)$$

$_{cal}P$: 層間変形角算出時のそれぞれの耐力の計算値

φ_y : 壁脚部の曲率 ($\varphi_y = s_{\sigma y} / s E (d - y x_n)$)

$m G$: 組積体のせん断弾性係数

5.4 計算結果と実験結果の比較

計算結果と実験結果の比較を表 10 および図 21 に示す。計算値の耐力は、組積壁の全長で除した単位壁長さあたりの耐力とした。目地部の曲げひび割れ耐力 P_1 と降伏曲げ耐力 P_y は、計算結果と実験結果が良い対応を示し、曲げひび割れ耐力の略算値も安全側に評価できた。一方、ALC の曲げひび割れ耐力 P_{bc} はばらつきが大きい結果となり、これは ALC のひび割れ前に目地部の曲げひび割れが発生した影響によるものと考えられる。せん断ひび割れ耐力 P_{sc} は、すべての試験体で計算値が実験値と良い対応を示した。終局耐力 (P_{bu} 、 P_{su}) は表 10 のグレーで示した耐力で決定され、すべての試験体で曲げ降伏後の破壊性状と一致し、実験結果と良い対応を示した。

実験結果と計算結果を比較した荷重-変形関係を図 22 に、全体の変形に占める曲げ変形の割合を図 23 に示す。図 22 の曲げひび割

れ耐力の計算値には $_{cal}P_1$ を用いた。前述した通りせん断変形を弾性としたため、変形が進むにつれて見られた剛性低下には対応しないが、変形の小さい範囲では図 22、図 23 共に実験結果と計算結果がおおむね一致した。せん断ひび割れによる剛性低下も考慮に入れた大変形領域の評価については、今後の課題としたい。

以上より、ALC ブロックを用いた組積壁の面内せん断性状は、組積壁の材料特性と構法上の特徴を考慮することにより、既往のメーソンリー部材の計算式にておおむね評価できることが分かった。しかしながら、実験パラメータが乏しく、試験体数も少ないことを考慮すると、実際の設計時には文献 16) で提案したような「建築基準法の 1 次設計相当の地震動レベルで 1/1500rad 以下の変形に抑える」といった安全側の配慮が必要と考えられる。

6 結論

軽量気泡コンクリートブロック (ALC ブロック) を用いたブリズム圧縮およびせん断試験ならびに組積壁の実大面内せん断実験を行い、既往のメーソンリー構造部材の計算式を参考に評価を行った。また、複数の種類の ALC ブロックを用いて ALC ブロック内部の補強鉄筋(内部鉄筋)の効果を確認した。得られた知見を以下に示す。

Table 10 Comparison between test results and calculation results

Sign	A50_w10		A50_w15		A37_w15		A37_w45		A42_w15			
	Test	Cal.	Test	Cal.	Test	Cal.	Test	Cal.	Test	Cal.		
(kN/m)	P_1	$_{cal}P_1$	5.6	3.0	12.8	5.4	10.7	7.4	22.0	19.6	8.7	7.2
		$_{cal}P_1'$		2.6		4.7		6.1		16.8		6.0
	P_{bc}	$_{cal}P_{bc}$	13.5	11.5	29.4	20.7	12.3	19.7	29.1	51.9	16.0	20.8
	P_{sc}	$_{cal}P_{sc}$	20.9	20.1	29.4	28.1	29.0	28.0	42.4	47.5	24.0	26.0
	P_y	$_{cal}P_y$	20.3	16.3	50.8	44.8	35.0	29.9	57.8	55.9	33.3	29.9
(rad)	θ_1	$_{cal}\theta_1$	1/1106	1/3058	1/916	1/4268	1/202	1/2418	1/2267	1/3103	1/1127	1/2526
		$_{cal}\theta_{bc}$	1/279	1/793	1/287	1/1110	1/979	1/906	1/1294	1/1167	1/512	1/875
(rad)	θ_y	$_{cal}\theta_y$	1/133	1/234	1/110	1/291	1/232	1/379	1/402	1/780	1/195	1/379
		P_{max}	$_{cal}P_{bu}$	21.0	17.8	51.9	50.8	44.7	38.7	67.3	96.8	37.7
		$_{cal}P_{su}$		36.4		46.5		46.7		73.8		34.3

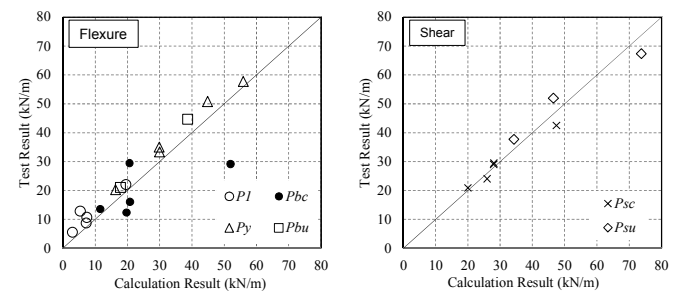


Fig. 21 Comparison between test results and calculation results

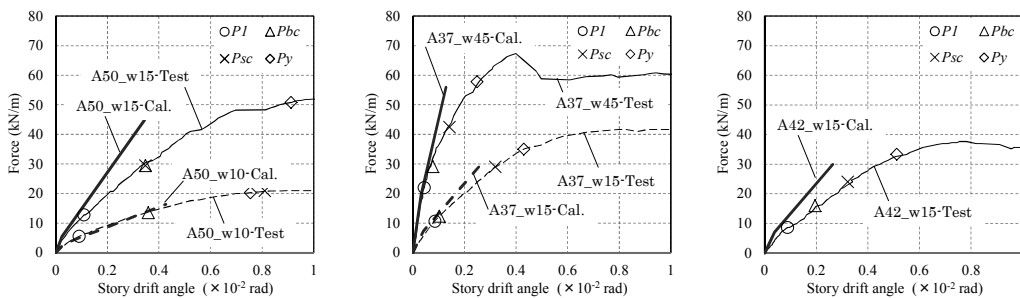


Fig. 22 Force- Story drift angle relationship (Test vs Calculation)

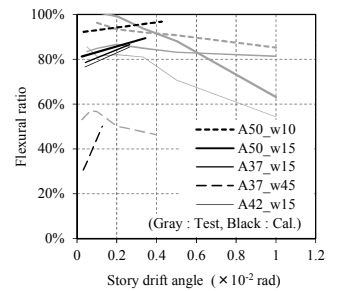


Fig 23 Flexural ratio (Test vs Calculation)

- 1) 本実験では比重の異なる3種類のALC(ALC50、ALC37、ALC42)を用い、組積壁は鉄筋で補強した打ち込み目地工法により作成した。本構法による無開口組積壁は、耐力壁として有効であることを実験的に確認することができた。ただし実際の設計時には、実験のパラメータが乏しく試験体数も少ないことも考慮して、安全側の十分な配慮が必要と考えられる。
- 2) ブリズム試験では、内部鉄筋の効果によりひび割れ後の荷重低下の抑制と変形能力の向上が確認され、組積壁の面内せん断実験でも同様の傾向がみられた。このことから、ブロックの内部鉄筋はせん断補強筋の役割を担っており、耐力と変形能力を向上させて耐力壁の性能を高めることができると考えられる。
- 3) 本構法ではブロックの壁表面から50mmの範囲にはシーリングによるわずかな隙間があるため、壁の応力伝達はグラウトが充填される断面中央150mmの範囲で主に行われると考えられる。
- 4) 組積壁の面内せん断実験には、アスペクト比が0.7~3までの試験体を用いた。加力の進行とともにブロック間の目地の開き、曲げひび割れ、せん断ひび割れおよび引張鉄筋の降伏が確認され、最大荷重まではブロック同士がグラウトにより一体化された挙動が確認された。
- 5) 破壊性状は、曲げ破壊と曲げ降伏後のせん断破壊が確認された。曲げ降伏後にせん断破壊した試験体は、せん断補強筋が少ない試験体、アスペクト比が小さい試験体、内部鉄筋の無いブロックを使用した試験体であった。
- 6) 既往のメーソンリー部材の計算式を用いて実験値との比較を行った。材料試験とブリズム試験から得られた組積壁の材料特性と構法上の特徴を考慮しつつ、曲げ耐力と曲げ変形は曲げ理論による計算式で、せん断耐力は補強コンクリートブロック造の計算式で、せん断変形は弾性論による計算式で算出した。耐力の計算結果は実験結果と良い対応を示し、変形の計算結果は変形が小さい範囲では良い対応を示した。しかし、せん断ひび割れによる剛性低下を考慮しなかったため変形が進むにつれて実験結果よりも変形を小さく評価する結果となった。

謝辞

本研究では、横浜国立大学技術専門職員の畠中雄一氏、当時横浜国立大学学生の角崎康太氏、諏訪愛氏、大楠海加氏および宮崎遼氏のご協力を頂きました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) Matsumura A.: Damage to Box Type Wall-buildings of Concrete / Masonry in Hanshin-Awaji Earthquake Disaster, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C-2, pp.1035-1036, 2000.7 (in Japanese)
松村晃: 阪神・淡路大震災における壁式構造建築物の被害について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.1035-1036, 2000.7
- 2) Shirayama K., Kamimura K.: Kihoukonkuriito (Aerated Concrete), ohmsha, 1964 (in Japanese)
白山和久, 上村克郎: 気泡コンクリート, オーム社, 1964
- 3) Kasai Y.: Keiryoukonkuriito (Lightweight Concrete), gijutsusyoin, pp.188-226, 2002 (in Japanese)
笠井芳夫: 軽量コンクリート, 技術書院, pp.188-226, 2002
- 4) Matsui K.: History of Autoclaved Light Weight Aerated Concrete and Consideration About Durability, Journal of Society of Inorganic Materials, Japan, Vol.23, pp384-390, 2016 (in Japanese)

- 松井久仁雄: ALCの歴史と耐久性の考え方, Journal of Society of Inorganic Materials, Japan, Vol.23, pp384-390, 2016
- 5) Japan industrial standards: Autoclaved lightweight aerated concrete panels JIS A 5416, 2007 (in Japanese)
日本工業規格: 軽量気泡コンクリートパネル (ALC パネル) JIS A 5416, 2007
- 6) ALC Association: Design Standard for AAC Structures, 1967 (in Japanese)
ALC協会: ALC構造設計基準・同解説, 1967
- 7) Architecture Institute of Japan: AIJ Standards for Structural Design of Masonry Structures, 2006.3 (in Japanese)
日本建築学会: 壁式構造関係設計基準集・同解説 (メーソンリー編), 2006.3
- 8) Japan Association for Building Research Promotion: Structural Design Recommendation for Reinforced Masonry Structure, 2004.12 (in Japanese)
建築研究振興協会: 鉄筋コンクリート組積造 (RM造) 構造設計指針・同解説, 2004.12
- 9) Architecture Institute of Japan: Structural Design Notes for Various Reinforced Masonry Buildings, 2009.3 (in Japanese)
日本建築学会 構造委員会 壁式構造運営委員会: 各種メーソンリー構造設計ノート 2009, 2009.3
- 10) Matsumura A.: Flexural Strength and Behavior of Reinforced Autoclaved Lightweight Cellular Concrete Members, Transactions of the Architectural Institute of Japan, No. 336, pp.42-52, 1984.2 (in Japanese)
松村晃: オートクレーブ養生軽量気泡コンクリート (ALC) 部材の基本的曲げ強度性状, 日本建築学会論文報告集, No. 336, pp.42-52, 1984.2
- 11) Matsumura A.: Shear Strength and Behavior of Reinforced Autoclaved Lightweight Cellular Concrete Members, Transactions of the Architectural Institute of Japan, No. 343, pp.13-23, 1984.9 (in Japanese)
松村晃: オートクレーブ養生軽量気泡コンクリート (ALC) 部材のせん断強度性状, 日本建築学会論文報告集, No. 343, pp.13-23, 1984.9
- 12) Tanner J.E. et al.: Seismic Testing of Autoclaved Aerated Concrete Shearwalls: A Comprehensive Review, ACI Structures Journal, 102(1), pp.374-382, Jan.-Feb. 2005
- 13) Costa A.A., Penna A., Magenes G.: Seismic Performance of Autoclaved Aerated Concrete (AAC) Masonry: From Experimental Testing of the In-plane Capacity of Walls to Building Response Simulation, Journal of Earthquake Engineering, 15 (1), pp.1-31, 2011
- 14) Penna A. et al.: Enhancement of the Seismic Performance of AAC Masonry by Means of Flat-truss Bed-joint Reinforcement, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, 2012
- 15) Tomažević M., Gams M.: Shaking table study and modelling of confined AAC masonry buildings, Bulletin of earthquake engineering, 10, pp.863-893, 2012
- 16) Takashima K. et al.: Experimental Study on Material Properties and In-plane Shear Behavior of Masonry Walls Using ALC blocks (Part1-5), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures IV, pp.277-286, 2015.9 (in Japanese)
高島 健史 他: ALCブロックを用いた組積体の材料特性と組積壁の面内せん断性状に関する実験的研究 その1~5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.277-286, 2015.9
- 17) K. Takashima et al.: Experimental Study on Masonry Walls Using AAC Blocks, 16th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.705, 2017
- 18) Japan industrial standards: Rolled carbon steel for cold-finished steel bars, 2004 (in Japanese)
日本工業規格: みがき棒鋼用一般鋼材 JIS G 3108, 2004
- 19) Shigenobu K., Matsumura A., Igarashi I.: U.S.-Japan Coordinated Earthquake Research Program on Reinforced Masonry Buildings (63), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C, pp.1231-1232, 1988.10 (in Japanese)
重信克行, 松村晃, 五十嵐泉: 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究 (63), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.1231-1232, 1988.10

EXPERIMENTAL STUDY ON IN-PLANE SHEAR BEHAVIOR OF AAC BLOCK MASONRY WALLS WITHOUT OPENINGS

Kenji TAKASHIMA^{*1}, *Ryota NAKAMURA*^{*2}, *Shinji NAKATA*^{*3}, *Tsutomu HANAI*^{*4},
Kuniyoshi SUGIMOTO^{*5}, *Koichi KUSUNOKI*^{*6} and *Akira TASAI*^{*7}

^{*1} Asahi Kasei Homes Co., M.Eng.

^{*2} Ebisu Building Laboratory Co.

^{*3} Asahi Kasei Homes Co., Dr.Eng.

^{*4} Ebisu Building Laboratory Co., Dr.Eng.

^{*5} Assoc. Prof., Institute of Urban Innovation, Yokohama National University, Dr.Eng.

^{*6} Assoc. Prof., Earthquake Research Institute, The University of Tokyo, Dr.Eng.

^{*7} Prof., Institute of Urban Innovation, Yokohama National University, Dr.Eng.

An Autoclaved aerated concrete (AAC) is an efficient structural material because its light weight reduces seismic inertia forces under earthquake excitations and improves thermal insulation quality for comfortable environments. Since an AAC panel structure can't be designed in Japan, we propose a reinforced and fully grouted AAC block masonry structure. Few experimental studies of bearing wall constructed of non-reinforced AAC blocks are available. In this study, in-plane tests of bearing walls constructed of reinforced AAC blocks with internal bars and the non-reinforced AAC blocks were carried out and the effect of the internal bars is confirmed. Furthermore, the strength and deformation calculated referring to previous studies in concrete block masonry structures were compared with test results.

Three types of AAC blocks (ALC50, ALC37 and ALC42) which have different specific gravity and the internal bars or not constitutes the masonry wall. ALC50 and ALC37 have the internal bars and ALC42 doesn't have them. Each AAC block has grooves and vertical holes. Vertical reinforcements are cast in the holes and horizontal re-bars are cast in the grooves. After the blocks are pasted with sealant and built, the grooves and holes were fully grouted in order to achieve a good bonding behavior between the reinforcements and the blocks. Each mechanical property of the materials is shown in Table 2.

Compression and shear wallette tests were carried out and those mechanical properties and those failure behaviors were obtained. The test specimens with the internal bars avoided the sharp post-peak drop and enhanced displacement capacity. Therefore, it is considered that the internal bars provide confinement under the compressive force and shear reinforcing effect under the shear force.

In-plane tests of masonry bearing walls without openings were carried out. A suite of five specimens which have different block type and wall length (aspect ratio of 0.7 to 3) was tested by using a test setup of cantilever system. In the test results, a bed joint separation, a flexural crack, a shear crack and yielding of vertical bar were confirmed and integrated wall behaviors were observed until peak load. Flexural failure mode or shear failure mode after yielding was observed. The shear failure mode after yielding was observed in the specimen of few horizontal reinforcing bars or low aspect ratio or built with the non-reinforced blocks.

Based on the mechanical properties obtained from compression and shear wallette tests, strength and deformation were calculated referring to previous studies in masonry structures. The flexural strength and the flexural deformation were calculated with the equation of simple bending theory. The shear strength was calculated with equation of concrete block masonry structures and the shear deformation was calculated with equation of theory of elasticity. The calculation results of the strength are almost good agreement with the test results. The calculation results of the deformation are a little lower than the test results because an effect of shear crack for shear deformation was not considered

In the case of structural design for this AAC masonry structure, we propose to take into more consideration for safety because of a limited number of experimental tests in this study.

(2018年1月21日原稿受理, 2018年4月12日採用決定)