

論文 プレキャストブロックを組積して構築した耐震壁の曲げ耐力性状に関する研究

杉本 訓祥^{*1}・増田 安彦^{*1}・木村 耕三^{*1}・小柳 光生^{*1}

要旨：小型のプレキャストブロックを、エポキシ樹脂系接着剤で接着しながら組積し、内部にグラウトを充填した耐震補強壁を開発した。曲げ降伏が先行するように設計した耐震補強壁と、施工性を考慮して省力化した補強工法により施工した耐震補強壁の静的載荷実験を行った。実験の結果、曲げ降伏先行型の耐震補強壁は、比較用の既存RC造を模擬した試験体と異なる破壊性状を示した。一方、省力化した工法により施工した耐震補強壁は、既往の耐震補強壁と同等以上の性能を示した。さらに、試験体の耐力を評価できるモデルを提案した。

キーワード：耐震補強, 耐震壁, プレキャストブロック, 接着工法

1. はじめに

著者らは、プレキャストブロック(写真-1)を組積し内部にグラウトを充填して構築する耐震壁補強工法を開発し、施工性と構造性能について報告してきた^{1),2)}。本報告では、曲げ降伏が先行するよう設計した耐震壁試験体および、施工方法を改良した試験体の静的載荷実験結果の概要について述べ、さらに、曲げ降伏型試験体について、その力学的性状について検討した結果を報告する。

試験体は、曲げ降伏先行型とした M シリーズ試験体3体と、せん断破壊型として計画した試験体 SA の計4体とした。M シリーズ試験体は、ブロック補強による新設壁(MA)と、既存壁(30mm)にブロックにより増厚補強した増厚壁(MB)のほか、比較用の既存RC壁試験体 MC の3体を計画した。

本工法は、接合筋を溶接した溝形鋼や平鋼などの鋼材(以後、単に鋼材と言う)を既存架構に接着した後、相互を接着し、同時に壁筋を配筋しながら、ブロックを組積する。組積後、ブロック内部の空洞部にグラウト充填し、耐震補強壁を構築する。

M シリーズ試験体は4辺(上下梁および左右柱)に鋼材を配置したが、試験体SAは、上下のみとし、左右の柱の鋼材は省略している。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体諸元を表-1 に、使用した材料特性を表-2 に示す。また、試験体配筋詳細を図-1 に示す。

表-1 試験体一覧

	MA	MB	MC	SA
補強の種類	ブロック補強(新設)	ブロック補強(増厚)	既存RC	ブロック補強(新設)
柱の諸元 幅×せい×高さ[mm] 主筋, 帯筋	220×220×1700 8-D10, -D6@165			220×220×900 12-D13, -D6@165
壁内法寸法[mm]	長さ×高さ=1480×1700			1480×900
加力点高さ[mm]	1900			1100
壁厚 [mm]	70	既存 30, 増厚 40	70	70
壁配筋	タテ D6@120 ヨコ D6@72	タテ D6@240 ^{*)} ヨコ D6@144 ^{*)}	タテ D6@120 ヨコ D6@72	タテ D6@120 ヨコ D6@72
鋼材	4辺に設置(上下・左右)			2辺に設置 (上下のみ)
軸力 N ₀ [kN]	216			284

^{*)} 既存壁内、増厚壁内とも同量を配筋する

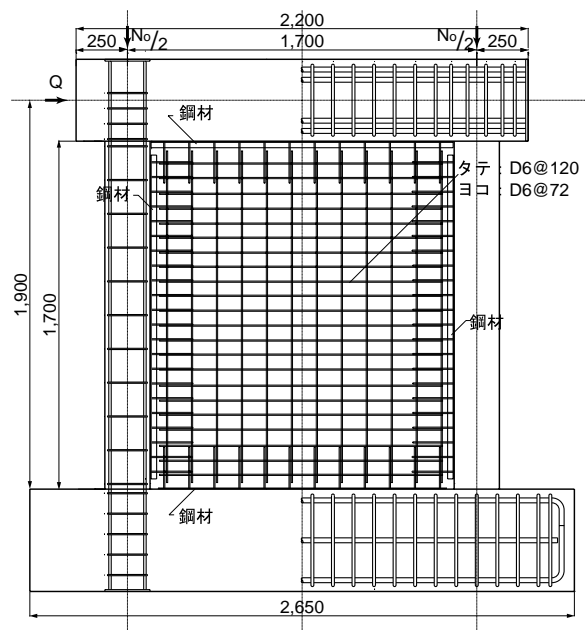


(a) 新設用

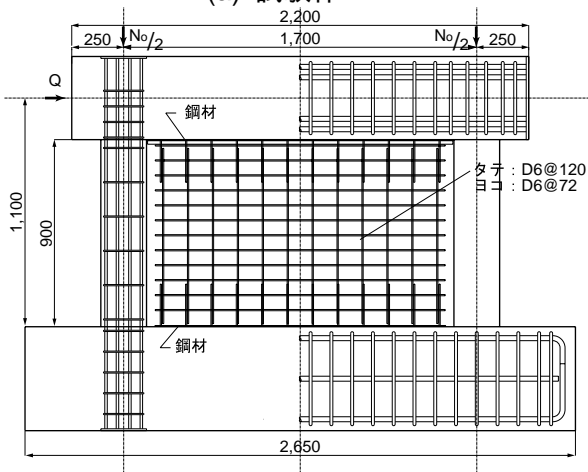


(b) 増厚用
写真-1 ブロック

*1 (株)大林組 技術研究所 (正会員)



(a) 試験体 MA



(b) 試験体 SA

図-1 試験体配筋詳細

表-2 材料特性

(a) コンクリート(単位:[N/mm²])

試験体	部位	圧縮強度	ヤング係数
MA	柱・梁	27.5	2.37 × 10 ⁴
	ブロック/グラウト	69.7/91.8	-
MB	柱・梁	27.8	2.37 × 10 ⁴
	既存壁	33.5	2.53 × 10 ⁴
	ブロック/グラウト	82.4/87.5	-
MC	柱・梁・壁	27.7	2.41 × 10 ⁴
SA	柱・梁	28.3	2.31 × 10 ⁴
	ブロック/グラウト	92.8/88.2	-
共通	スタブ	29.1	2.39 × 10 ⁴

(b) 鉄筋(単位:[N/mm²])

径(部位)	降伏強度	ヤング係数
D6(壁筋・帯筋)	357	1.84 × 10 ⁵
D10(柱主筋)	352	1.85 × 10 ⁵
D13(柱主筋)	344	1.89 × 10 ⁵

2.2 加力・測定計画

加力は、スタブを試験装置に固定し、頭部(Mシリーズでは脚部からの高さ1900mmの位置,SAでは1100mmの位置)を水平方向に加力する,片持ち梁形式の正負交番繰り返し载荷とした。軸力は,両側柱頭部に载荷した。

両側柱中心軸上の加力点高さ位置(2点)で,スタブからの相対水平変形を測定し,平均値を水平変形とした。また,両側柱中心軸を4区間(SAでは2区間)に分割して軸方向変形を測定し曲げ変形を算出した。柱頭・柱脚部の柱主筋および帯筋,壁縦横筋に歪ゲージを貼付し,歪度を測定した。

部材角(R =水平変形/加力点高さ)で制御し, $R = \pm 1/1000$ で2回繰り返した後, $2/1000$ 刻みで $R = \pm 2/1000 \sim \pm 12/1000$ まで,各2回繰り返す载荷履歴とし,その後,正方向に終局状態まで加力した。試験体SAの繰り返し载荷は $R = 6/1000$ までとした。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

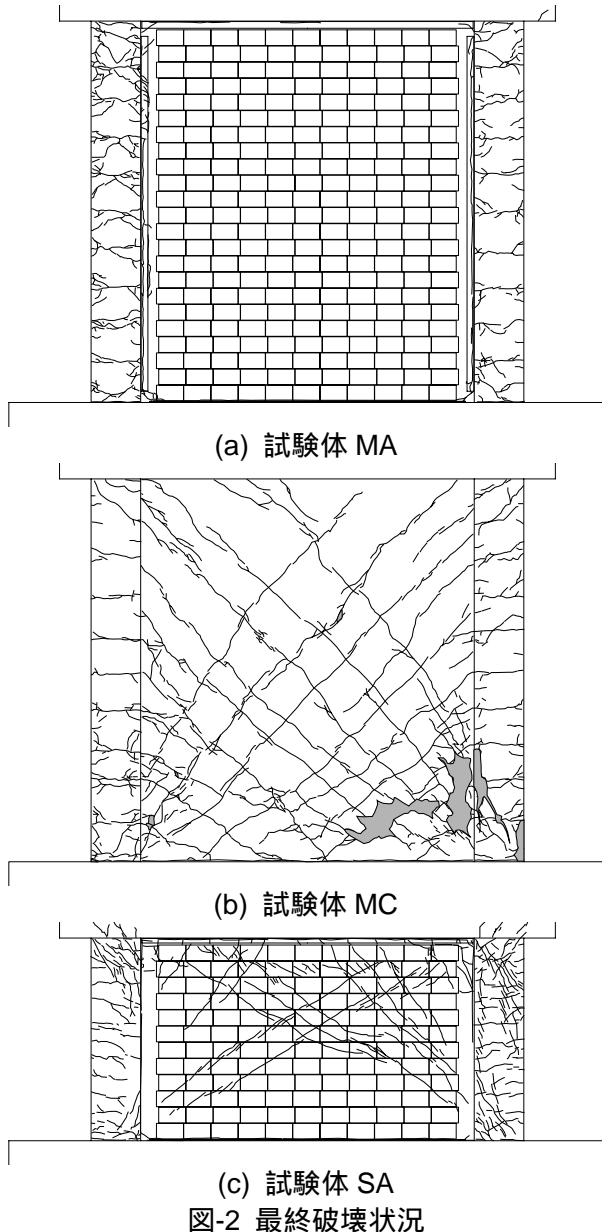
最終破壊状況図を図-2に示す(MBを除く)。

新設壁試験体MAおよび増厚壁試験体MBは, $R = 1/1000$ の最初のサイクルで脚部水平ひび割れおよび壁-柱間の鉛直部分のひび割れが生じてやや剛性が低下した。その後, $R = 4/1000$ のサイクルで柱脚部主筋が降伏し,耐力はほぼ頭打ちとなった。その後,試験体MAは壁板部分にひび割れが入ることなく, $R = 1/30$ 程度まで耐力を維持し,加力を終了した。試験体MBは,MAに比べ若干の耐力上昇が見られたことと, $R = 1/55$ 程度において対角線方向に斜めひび割れが発生したことを除けば試験体MAとほぼ同様であった。また,試験体MBは,加力終了後,既存壁部分の縦筋(3本)の脚部での破断が確認された。両試験体とも,柱脚部主筋の降伏に前後して柱頭部の降伏も生じた。

比較用RC壁試験体MCは, $R = 1/1000$ の最初のサイクルで,脚部水平ひび割れに続き,壁板部の斜めひび割れが発生し,やや剛性が低下した。その後 $R = 4/1000$ のサイクルで柱脚および柱頭部主筋が降伏し,耐力はほぼ頭打ちとなった。その後,

R=12/1000 まで、斜めひび割れが増えながら、わずかな耐力上昇がみられたものの、安定したループを描き、一方向の押し切りでは R=1/50 程度で圧縮側壁脚部の圧壊とともに急激に耐力低下を始めせん断破壊したため、加力を終了した。

試験体 SA は、R=1/1000 のサイクルで、脚部水平ひび割れおよび柱-壁間の鉛直部分のひび割れが生じてやや剛性が低下した。その後、R=4/1000 のサイクルで壁板部に対角線方向のひび割れが発生した。その後も徐々に耐力は上昇し、R=6/1000 のサイクルで、柱頭・柱脚部主筋の降伏が確認された。その後、R=1/70 程度で、上部のブロックに斜めひび割れが多数発生して耐力低下が始まり、せん断破壊したため、加力を終了した。



3.2 荷重-変形関係

(1) 初期剛性

各試験体の載荷初期の荷重-変形関係を初期剛性計算値と併せて図-3 に示す。初期剛性は曲げ剛性およびせん断剛性の和(直列)として算出した²⁾。初期剛性は、試験体 MA および SA は、計算値の約8割程度で剛性が低い。試験体 MB, MC はほぼ計算値どおりの剛性となっている。

(2) 荷重-変形関係

各試験体の荷重-変形関係を図-4 に示す。図には、曲げ降伏および曲げ終局強度の計算値(次節による)および、試験体 SA についてはせん断終局強度の計算値(次節による)を、あわせて示す。M シリーズ試験体の荷重-変形関係をみると、試験体 MA は荷重の小さい領域でのスリップ性状が顕著に見られる。試験体 MB でもその傾向は見られ、試験体 MC がもっともスリップ性状が小さい。

(3) 変形成分

各試験体の変形成分の比率を図-5 に示す。2.2 節で述べたように測定した曲げ変形とそれ以外の成分の比率を示した。ブロック補強による新設壁試験体 MA が M シリーズ中最も曲げ変形成分が少なく、全体変形の約2割程度となっており、ブロック補強による増厚試験体 MB, および RC 試験体 MC では約3割から4割程度に増えている。一方、試験体 SA は曲げ変形成分はほとんどなく、数%程度となっている。せん断スパン比の小さい試験体 SA は、M シリーズ試験体に比べせん断成分が大きい。

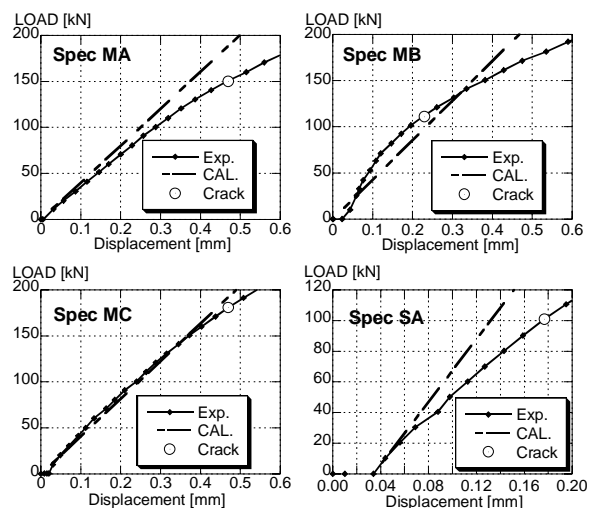
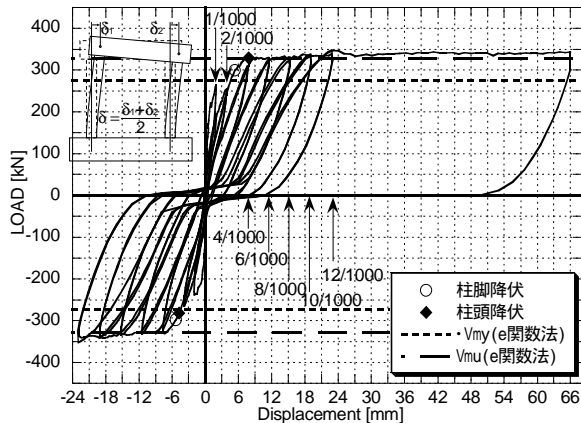
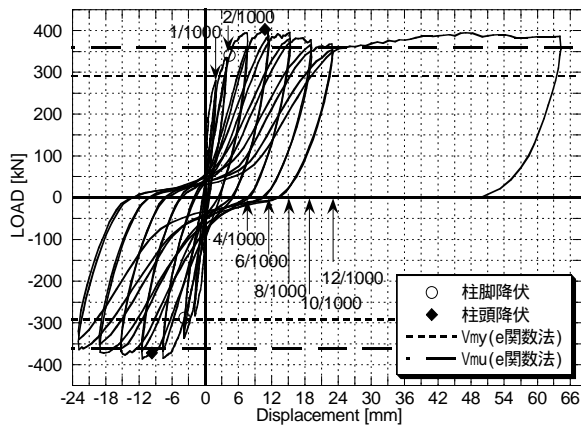


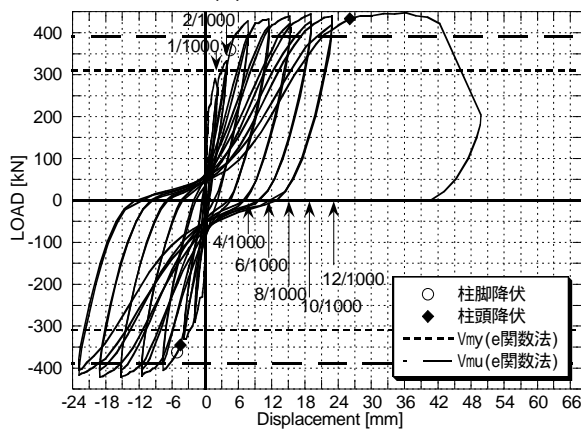
図-3 初期剛性の比較



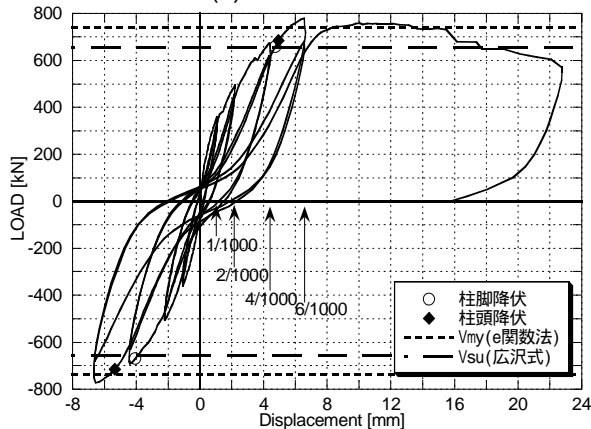
(a) 試験体 MA



(b) 試験体 MB



(c) 試験体 MC



(d) 試験体 SA

図-4 荷重-変形関係

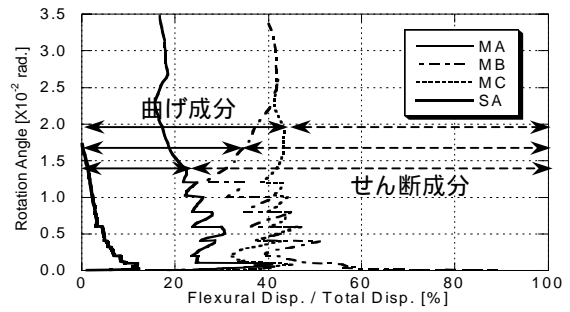


図-5 曲げ変形の全体変形に対する比

3.3 各種強度の計算結果

実験結果一覧を表-3 に示す。表には、それぞれ次式により算出した計算値もあわせて示した。表より、いずれの試験体も、安全側の耐力評価となっているものの、破壊モードは正しく判別できている。また、略算により求めた曲げ耐力は、試験体 MA, MB では、やや安全側の結果となっている。

(1) 曲げ耐力

V_{my} , V_{mu} : 曲げ降伏および終局耐力 (e 関数法)

平面保持仮定に基づく断面解析により、引張柱主筋全てが降伏した時と圧縮側歪度が 0.3% となる時の曲げモーメントから算出した。

$$V_{mu略} = \{a_{ct} \cdot \sigma_{cy} + 0.5(\sum a_w \cdot \sigma_{wy} + N_o)\} \cdot L_w$$

$a_{ct} \cdot \sigma_{cy}$: 引張側柱の主筋断面積[mm²]・降伏強度[N/mm²], $a_w \cdot \sigma_{wy}$: 壁縦筋(スタブに定着されている鉄筋のみ)の断面積[mm²]・降伏強度[N/mm²], N_o : 軸力[N], L_w : 側柱芯々間距離[mm]

(2) せん断耐力 (広沢式による)

$$V_{su} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_{te}^{0.23} \cdot (\sigma_B + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \cdot \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_o \right\} te \cdot j$$

σ_B : コンクリート圧縮強度[N/mm²], σ_o : 軸応力度[N/mm²], Z : 断面係数[mm³], h : 加力点高さ[mm], p_{te} : 引張鉄筋比, p_{wh} , σ_{wh} : 壁せん断補強筋比および降伏強度[N/mm²], te : 等価壁厚[mm], j : 応力中心間距離[mm], 試験体 SA については $p_{wh} \sigma_{wh} = 0$ とした。

表-3 実験結果一覧

	MA	MB	MC	SA
柱脚降伏 [kN]	300	341	360	658
V_{my} [kN]	273	291	309	739
Exp./ V_{my}	1.10	1.17	1.17	0.89
最大耐力 [kN]	348	405	445	779
V_{mu} [kN]	328	360	390	957
$V_{mu略}$ [kN]	275	337	400	1029
V_{su} [kN]	595	647	597	656
Exp./Min (V_{mu} , V_{su})	1.06	1.12	1.14	1.19

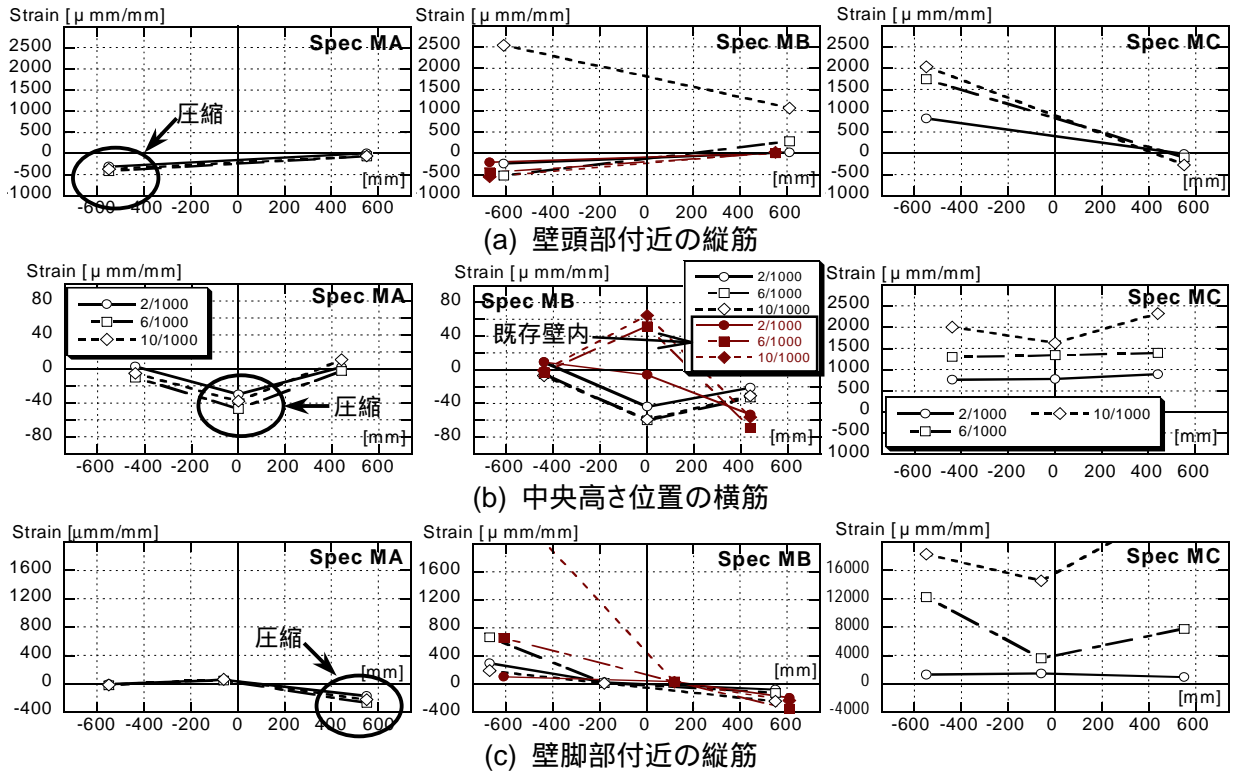


図-6 壁筋の歪度分布(Mシリーズ試験体, 正方向載荷ピーク時)

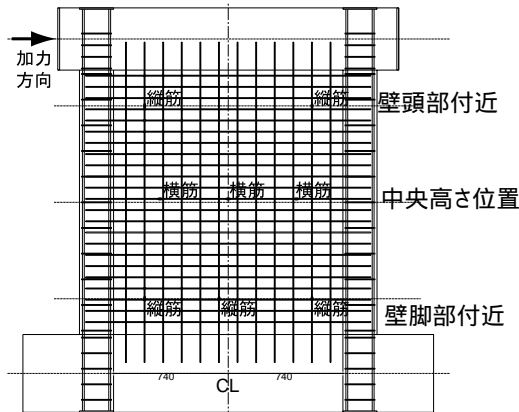


図-7 歪ゲージ貼付位置(試験体 MC)

3.4 歪度分布

(1) 壁筋歪度分布

Mシリーズ試験体の壁筋の歪度分布を、図-6に示す。また、試験体MCの場合の歪ゲージ貼付位置を図-7に示す(試験体MA, MBもほぼ同位置)。

試験体MAと試験体MBの補強壁内の歪度は、頭部付近の左側(加力点側), 中央高さ位置の中央部, および脚部付近の右側が圧縮歪度となっており, 対角線方向の圧縮ストラットによりせん断力に抵抗していることが推測される。一方, 試験体MCでは, ほとんどの鉄筋が引張歪度となっており, 縦横筋の引張力とコンクリートの圧縮力によりトラス機

構が形成されていることが推測される。

(2) 柱主筋の応力負担

柱主筋の歪度から換算した応力度の分布を図-9に示す。換算にあたり, 文献³⁾に基づいて鉄筋の応力度-歪度関係をモデル化した。換算した結果の一例を図-8に示す。また, 歪ゲージ貼付位置を図-10に示す。図より, 圧縮側柱については, 曲げ応力が生じているが, 引張側柱頭ではほとんど曲げ応力が生じておらず, 軸力のみを負担していると推測される。

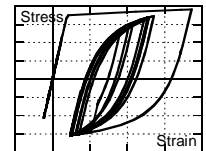


図-8 $\sigma - \epsilon$ 関係

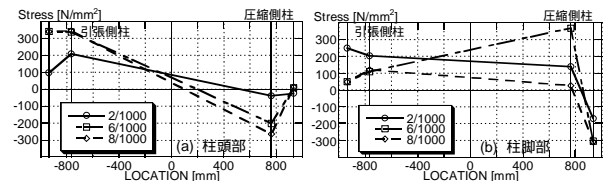


図-9 柱筋の応力度分布(試験体 MA)

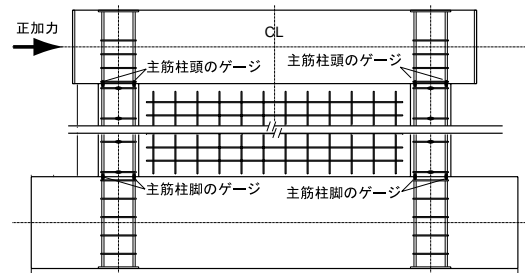


図-10 歪ゲージ貼付位置図(試験体 MA)

4. Mシリーズ試験体の耐力変形性状の評価

4.1 モデル化の概要

ここでは、試験体 MA および MB の曲げ降伏後の耐力および変形性状について検討する。試験体 MA および MB は、その損傷状況から、降伏時に平面保持仮定が成立していないと考えられる。また、壁筋の歪度分布から、壁板部は、周辺架構に十分拘束された一般の壁のような面内せん断応力場にはならず、圧縮ストラットのみが生じていると推測される。そこで、図-11 に示すような、簡略的な機構が形成されていると仮定する。仮定した機構は、軸力として軸引張耐力 (N_t) を負担する引張側柱およびそれに釣り合うように壁板に生じる圧縮ストラット (N_b : 水平方向成分 Q_b) と剛なスタブによるトラス架構 OAB と逆対称曲げモーメント分布の柱部材 BC (負担せん断力 Q_c) からなる。

降伏時の変形は、トラス架構 OAB の A 点の変形として、単位荷重法により算出する。このとき、各部材の剛性は表-4 に示すように仮定した。

4.2 計算結果

耐力および降伏時変形の計算結果を、実験結果と比較して表-5 に示す。また、荷重-変形関係の包絡線を図-12 に示す。図には、3.2 節の初期剛性、上述の計算により求めた降伏点を用い、曲げひび割れ荷重で剛性低下するように求めた包絡線も示す。試験体 MB については若干剛性が低いものの、いずれも概ね実験と対応している。

5. まとめ

小型プレキャストブロックを用いた増設耐震壁の曲げせん断実験を行い、曲げ降伏先行型部材について特に検証し、以下の知見を得た。

曲げ降伏先行型部材では、壁板部に損傷が生じない破壊形式となったが、予測通りの曲げ耐力を發揮した。柱際のガイドスチールを省略したせん断破壊型試験体 SA についても壁筋の効果を無視して算定することで、安全側に耐力評価できた。

さらに、M シリーズ補強壁試験体については、壁板部をブレースとしてモデル化することで、実験結果と概ね対応する荷重-変形関係が得られた。

表-4 部材の軸剛性

	OA(柱)	AB(束材)	OB
E:ヤング係数	E_s	E_c	
A:断面積	A_g	N_b/σ_B	

E_c : ブロックのヤング係数, σ_B : ブロックの圧縮強度

表-5 計算結果一覧

	MA	MB
$V_{max}[kN]$ (実/計)	348(1.05)	405(1.12)
$V_{cal}[kN]$	331	363
$\delta_{cal}[mm]$	8.13	9.70

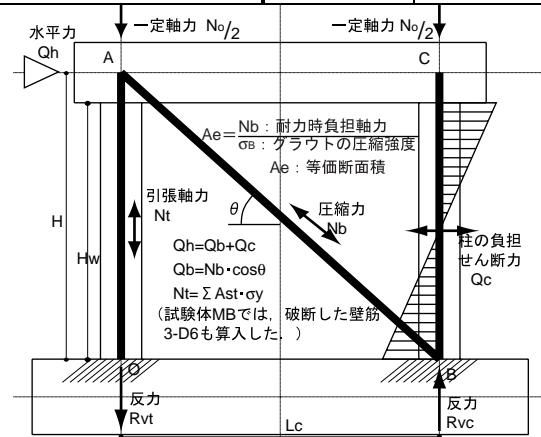


図-11 仮定した抵抗機構

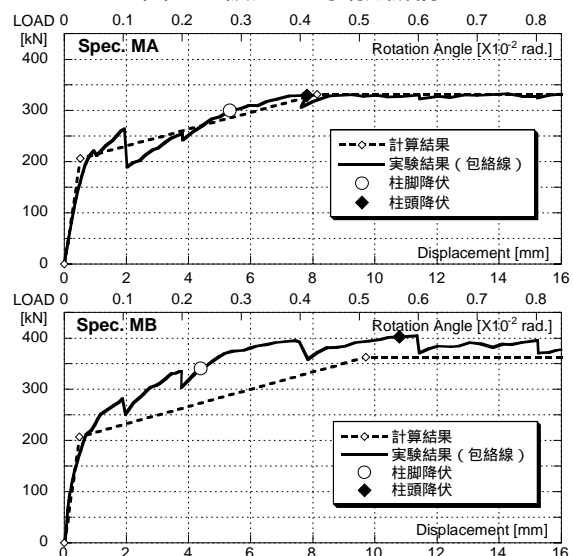


図-12 荷重-変形関係の比較

参考文献

- 1) 栗田康平, 表佑太郎, 江戸宏彰, 古屋則之, 小柳光生, 増田安彦: 小型プレキャストブロックを用いた増設耐震壁工法の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.139-140, 1998.9
- 2) 栗田康平, 増田安彦, 古屋則之, 木村耕三, 三浦憲, 江戸宏彰: 小型プレキャストブロックを用いた増設耐震壁工法の開発(その2, 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.687-690, 2002.8
- 3) Ciampi, V, et al.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov., 1982