

## 鉄筋-高強度モルタル造耐震補強壁のひび割れ対策と構造性能

中 田 幹 久 萩 尾 浩 也

## Cracking Measures and the Structural Performance of Reinforced High-Strength Mortar Retrofit Seismic Walls

Mikihisa Nakada Hiroyo Hagio

## Abstract

When constructing seismic walls to existing buildings in use, structures using high-strength mortar, which can be cast with simple equipment, have an advantage over those using concrete, which requires large-scale equipment. However, mortar exhibits a larger drying shrinkage and different stress transfer mechanisms than concrete. Therefore, the structural performance of walls using mortar may differ from that of reinforced concrete (RC) Walls. Additionally, construction measures may result in horizontal joints, and “column joiner,” which are crack-inducing joints, may be required. This study conducted loading tests to understand the structural performance of reinforced mortar seismic walls. The results showed that the shear capacity of reinforced mortar walls, with or without “column joiner,” was comparable to that of RC walls. The results also confirmed that they have the necessary shear capacity with a tiny reinforcement in the case of an additional horizontal joint.

## 概 要

使用中の既存建物に耐震壁を増設する際、施工時に大がかりな仮設設備が必要な鉄筋コンクリート造（以下、RC造と記す）よりも、簡易な設備で打設可能な高強度モルタルを用いた構造に優位性がある。一方モルタルはコンクリートよりも乾燥収縮量が大きく、また、ひび割れ面での応力伝達特性が異なる。そのため鉄筋-高強度モルタル耐震壁は、RC造耐震壁と構造性能が異なると予想される。また、一度に打設可能な量が少なく壁板内に水平打継面が生じる場合があるほか、カラム目地<sup>®</sup>を導入し壁面のひび割れを抑制するニーズが考えられる。本論文では、鉄筋-高強度モルタル造耐震壁の構造性能把握のため載荷実験について述べると共に、鉄筋-高強度モルタル造耐震壁は、カラム目地の有無によらず、RC造耐震壁と同様の耐力評価が可能であることを示した。また、水平打継がある場合でも簡単な補強を施すことで、設計上必要な耐力が確保できることを確認した。

## 1. はじめに

都市のレジリエンスを高める上で、既存建物の耐震化は重要な課題である。国土交通省は2025年までに耐震診断義務付け対象建築物の耐震性不足を概ね解消することを目標としているが、2023年3月時点で約3割の対象建物の耐震性不足を解消できていない<sup>1)</sup>。耐震補強工事をためらう要因の一つとして、工事期間中の建物の居住性および使用性の低下が考えられる。例えば、既設建物の耐震補強には、鉄筋コンクリート造（以下、RC造と記す）の耐震壁を増設する方法がある。しかし、壁板にコンクリートを打設する際にポンプ車やコンクリート締固めなどによる騒音が発生する他、ミキサー車やコンクリート配管のために建物内外に多くのスペースが必要となり、工事中の建物の居住性や使用性が著しく低下する。

そこで、大林組では、建物の居住性を損なわない、静音・省スペースの耐震補強技術として、3Q-Wall<sup>®</sup>シリ-

ズを開発し<sup>2)</sup>、多くの耐震補強工事に適用してきた。しかし、3Q-Wallシリーズは、特注のプレキャスト型枠を用いる必要があるほか、施工方法が特殊であり、特定の施工業者しか扱えないといった難点がある。

そこで、3Q-Wallシリーズに代わる新たな耐震補強技術として、コンクリートの代わりに、高強度モルタルによって耐震補強壁を構築する技術の開発を進めている<sup>3)</sup>。モルタルの打設は量2枚程度の広さがあれば可能であり発生する騒音もコンクリートに比べて小さい。また、モルタルは汎用的な材料であるほか、施工はRC造耐震壁の施工で既に行われているグラウト圧入とほぼ同じ手順で可能である。そのため、3Q-Wallシリーズと比較して現場での採用を容易にすることが可能である。一方で、モルタルは粗骨材を含まないため、主に乾燥収縮に伴うひび割れやひび割れ面での応力伝達特性などに関して、コンクリートとは異なる材料特性を示す。そのため、コンクリートの代わりに高強度モルタルを打設した耐震壁

(以下、鉄筋モルタル造耐震壁と記す)の構造性能がRC造の場合と同様の挙動を示すかは明らかではない。また、モルタルは現場で練り混ぜる必要があるため、一度に打設出来る量がコンクリートよりも少ない。そのため打設の中断による水平打継面(以下、打継面と記す)が生じ、本来の性能を発揮できない可能性がある。さらに、モルタルはコンクリートよりも乾燥収縮量が大きく、乾燥ひび割れが生じやすいことから、カラム目地<sup>4)</sup>などのひび割れ誘発目地を併せて使用することも考えられる。一方、カラム目地は、RC造耐震壁に使用する場合には耐力に影響しないことが報告されている<sup>4)</sup>が、鉄筋モルタル造耐震壁に用いる場合についての確認が必要である。

本研究では、鉄筋モルタル造耐震壁の構造性能を把握するため、打継面の有無、打継面の補強の有無、カラム目地の有無をパラメーターとした計6体の縮小試験体による乾燥収縮ひび割れの観測と加力実験を実施した。

## 2. 実験方法

### 2.1 試験体

Table 1 に試験体一覧および概要を、Fig. 1 に代表例として試験体 MJC の寸法および配筋を示す。また、Table 2 と Table 3 に実験に使用したコンクリート、モルタルおよび鉄筋の載荷実験時に実施した材料試験結果を示す。試験体は、既存建物を模した柱梁架構(以下、架構と記す)と、増設壁板(以下、壁板と記す)から構成されている。架構は、柱はせん断破壊型、梁は曲げ破壊型として計画した。試験体は実大の約 1/3 スケールとした。使用したモルタルは、調合強度 45N/mm<sup>2</sup>、水セメント比が約 40% で膨張剤が配合されたプレミックスグラウトである。架構と壁の接合部にはあと施工アンカーを十分に配置し、接合面の破壊が先行しない設計とした。また、試験体 M, MJ, MJC の目地の間隔について、収縮ひび割れ制御指針<sup>5)</sup>では、3m 以下が推奨されているが、モルタル

Table 1 試験体一覧  
List of Specimens

試験体	N	M	J	MJ	JC	MJC	
既存躯体	柱	B×D = 220mm×220mm(実大換算 660mm×660mm) 主筋 10-D13( $p_g = 2.62\%$ ) 帯筋 口-D6@150( $p_w = 0.20\%$ )					
	梁	B×D = 170mm×280mm(実大換算 510mm×840mm) 主筋 4-D13( $p_t = 1.20\%$ ) 肋筋 口-D5@120( $p_w = 0.20\%$ )					
増設壁	壁	t = 60(実大換算 180mm) 縦横 D4ダブル@120( $p_w = 0.39\%$ )					
	あと施工アンカー	縦横 D10 シングル@70( $p_a = 1.70\%$ )					
	スパイラル筋	φ2-D40@25					
	ひび割れ対策	なし	カラム目地	なし	カラム目地	なし	カラム目地
	水平打継面	なし		あり			
打継面補強	-		なし		コッター筋 D6ダブル@120 ( $p_w = 0.88\%$ )		

Table 2 コンクリートおよびモルタルの材料試験結果  
Material Test Results of Concrete and Mortar

コンクリート・モルタル	材齢日	$\sigma_B$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_t$ N/mm <sup>2</sup>	$E_c$ kN/mm <sup>2</sup>	
試験体 N・J	柱・梁	205	15.7	1.54	18.1
	J壁下部	170	57.4	3.48	26.6
	N壁	167	67.0	3.52	26.1
	J壁上部	167	67.0	3.52	26.1
試験体 M・JC	柱・梁	219	12.3	1.41	15.8
	M壁	184	58.3	3.52	26.5
	JC壁下部	181	69.9	3.43	26.3
試験体 MJ・MJC	JC壁上部	181	69.9	3.43	26.3
	柱・梁	234	12.1	1.31	16.5
	MJ壁下部	199	58.2	3.86	27.2
	MJC壁下部	199	58.2	3.86	27.2
	MJ壁上部	196	74.5	2.36	29.4
MJC壁上部	190	67.7	3.21	26.3	

$\sigma_B$  : 圧縮強度  $\sigma_t$  : 割裂強度  $E_c$  : ヤング率

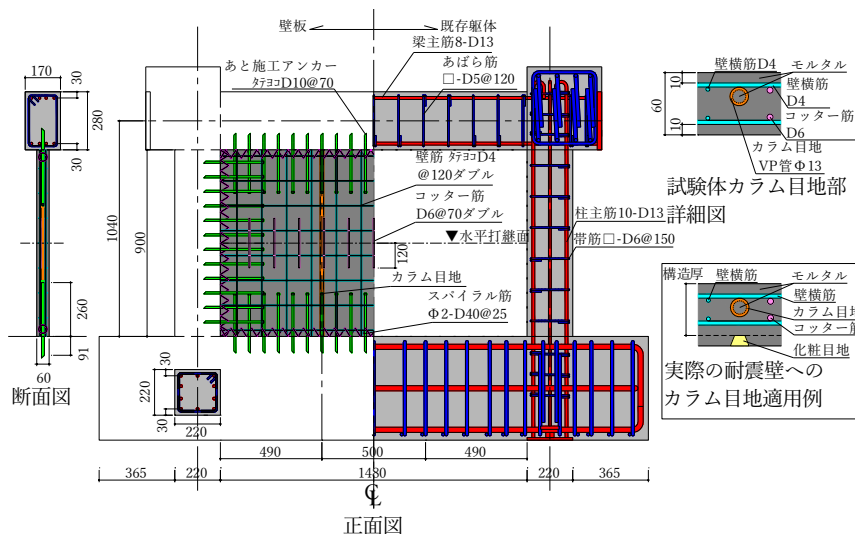


Fig. 1 試験体MJCの寸法および配筋

Dimensions and Rebar Layout of Specimen MJC

Table 3 鉄筋の材料試験結果  
Material Test Results of Rebars

鋼材	$\sigma_y$ <sup>*</sup> N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_u$ N/mm <sup>2</sup>	$E_s$ kN/mm <sup>2</sup>
D13 (柱梁主筋)	344	556	195
D6 (柱帯筋・コッター筋)	372	591	190
D5 (梁あばら筋)	399	524	191
D4(壁筋)	387	533	194
D10 (アンカー筋)	371	542	191

$\sigma_y$  : 降伏強度  $\sigma_u$  : 引張強度

$E_s$  : ヤング率

\*降伏強度は0.2%オフセット耐力

はコンクリートよりも乾燥収縮量が大きいことが予測されたため実大換算で 2m 以下のピッチになるように配置した。打継面を貫通するコッター筋は、ダボ効果によるせん断抵抗を期待して配置したものであり、長さはダボ効果の発揮に十分な定着長となるようにした。

試験体は、まず RC 造の架構を製作し、コンクリート打設から約 1 か月後に架構と壁の接合部にあと施工アンカーを打設した。実建物では補強前の軸力は柱のみが負担していることから、実験において増設する壁板にその軸力を負担させないため、壁板の製作前に軸力を柱に導入した。軸力の導入には PC 鋼棒を用いた。その後、架構内に壁筋を配筋し、モルタルを打設して壁を構築した。この際、試験体 J, JC, MJ, MJC は、打継面を設けるため、モルタルの打設を 3 日間隔で 2 回に分けて行った。モルタルの打設後、乾燥収縮を進行させるために約半年の養生期間を置いた。

### 2.2 乾燥収縮ひび割れの観測

乾燥収縮ひび割れの観測はモルタルの打設から 2 週間後から開始し、1~2 週間おきに実施した。観測は壁板の両面に対して行い、観測の際、クラックスケールを用いて、発生したひび割れの幅を計測した。

### 2.3 荷重および計測

荷重ステップおよび荷重装置を、それぞれ Fig. 2 および Fig. 3 に示す。荷重前に、柱に導入した軸力を鉛直ジャッキに移行し、その後各目標部材角につき、正負 2 回ずつ繰り返し荷重を行った。荷重は正側または負側のジャッキからの押し出しのみによって行った。加力高さはスタブ上面から 1040mm とした。また、変位の計測位置を Fig. 4 に示す。層間変位は、試験体の柱芯と加力芯の交線上に設置したターゲットとスタブの相対変位とし、部材角は層間変位を加力高さで除したものとした。また、接合面および打継面のすべりも Fig. 4 のように計測した。なお、接合面のすべりを計測する変位計とターゲットは接合面垂直方向に 50mm 離れており、接合面にすべりが生じない場合変位計とターゲット間のせん断変形 1%につき、0.5mm の相対変位が計測される。

### 3. 乾燥収縮ひび割れの観測結果

Fig. 5 に、材齢 144 日時点の各試験体壁板のひび割れを示す。いずれの試験体でも、壁板の隅部に斜めのひび割れと、壁板全体に鉛直方向のひび割れが発生した。目地を含まない試験体 N, J, JC では、鉛直方向のひび割れは壁中央付近に発生したが、壁板の目地を含む試験体 M, MJ, MJC では、鉛直方向のひび割れの多くは目地に沿って発生した。また、目地を含む試験体では壁板隅部の斜めひび割れの総数が少ない傾向にあった。

次に記録したひび割れについて、ひび割れ幅ごとに総

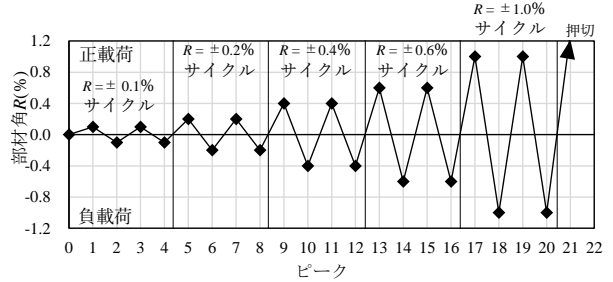


Fig. 2 荷重ステップ

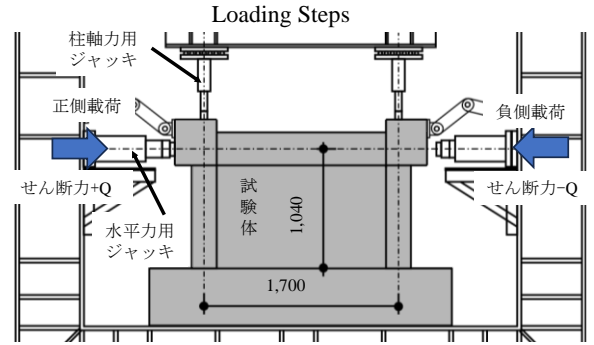


Fig. 3 荷重装置

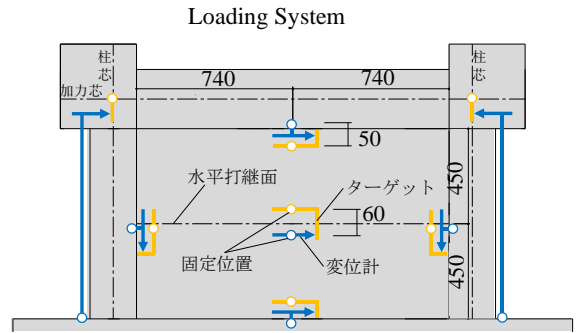


Fig. 4 変位計位置

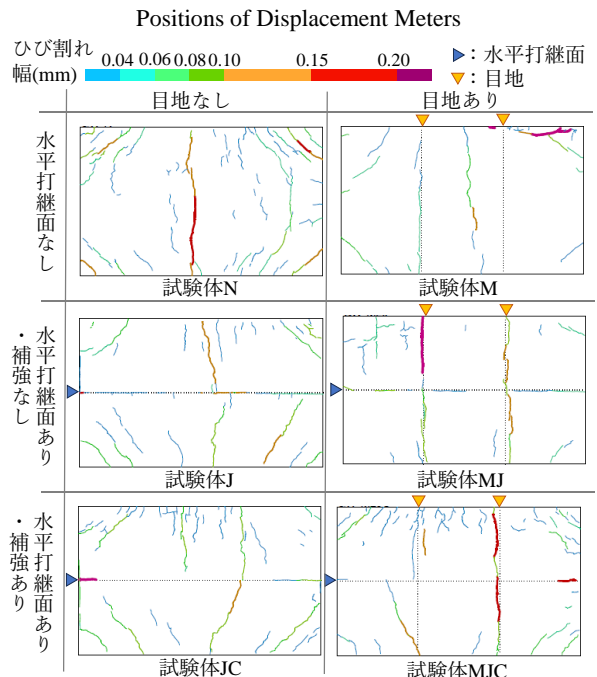


Fig. 5 材齢144日時点の試験体壁板のひび割れ  
Crack in Specimens Wall at 144 Days of Age

延長を集計し、材齢による推移を確認した。Fig. 6に、壁板両面のひび割れ総延長の推移を示す。目地を含む試験体 M, MJ, MJC では、材齢 144 日時点でひび割れの進展がほぼ収束していることが確認された。また、目地の有無が異なる試験体同士 (Nと M, Jと MJ, JCと MJC) を比較すると、いずれの組合せについても目地を含む試験体の方が、ひび割れ総延長が短くなっていることが分かる。材齢 144 日時点で比較すると、目地を加えることで、ひび割れ総延長が 16%~40%少なくなった。また、目地を含む試験体では、含まない試験体よりも目地部に幅の広いひび割れが多くなった。以上より、鉄筋モルタル造耐震壁においても、目地による一定のひび割れ集約効果が確認できた。

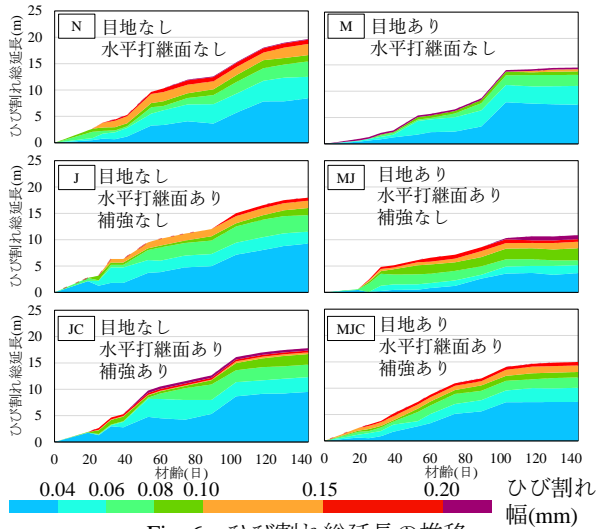


Fig. 6 ひび割れ総延長の推移  
Changes in Total Length of Cracks

#### 4. 荷重実験結果

##### 4.1 破壊状況および荷重変形関係

Fig. 7に、各試験体の荷重変形関係を示す。図中に試験体のせん断耐力設計値も示す。設計値の詳細は後述する。また、Photo 1に、各試験体の最終破壊状況を示す。

いずれの試験体においても部材角 $R = \pm 0.1\%$ サイクルで柱の曲げひび割れおよび壁のせん断ひび割れが生じた。

試験体Nでは、 $R = \pm 0.2\%$ サイクルでせん断ひび割れを横切る壁筋の一部が降伏した。 $R = \pm 0.6\%$ サイクルから剛性の低下が顕著に見られた。 $R = \pm 1.0\%$ サイクル中、 $R = +0.8\%$ で柱帯筋が降伏し、ほぼ同時に最大荷重の819.3kNに到達した。そして、次の負荷荷中にせん断破壊にて終局を迎えた。

試験体Jでは、 $R = \pm 0.1\%$ サイクルで壁筋の降伏が見られた。 $R = \pm 0.2\%$ サイクル中に打継面が破壊し、柱には打継面に接する位置から柱脚外側にかけてせん断ひび割れが生じた。 $R = \pm 0.4\%$ サイクル中に柱帯筋が降伏し、 $R = +0.4\%$ で荷重がほぼ最大の401.7kNに達した。その後、荷重を続けたが、ピーク時の荷重はほぼ横ばいであった。この間、損傷は打継面周辺および柱に集中し、壁板のひび割れはほとんど増加しなかった。 $R = \pm 1.0\%$ サイクル終了後、 $R = 2.5\%$ まで押し切り、荷重を終了した。

試験体JCでは、 $R = \pm 0.6\%$ サイクル中、 $R = +0.4\%$ を超えたあたりで顕著な剛性の低下が見られ、 $R = +0.6\%$ で柱帯筋が降伏した。その後、 $R = -0.6\%$ で最大荷重の-713.9kNに到達した。 $R = \pm 1.0\%$ サイクルの1回目に打継面の上部の壁板にせん断破壊が生じ、2回目には、荷重は7割程度まで低下した。 $R = \pm 1.0\%$ サイクル終了後、 $R = 2.0\%$ まで押し切り、荷重を終了した。

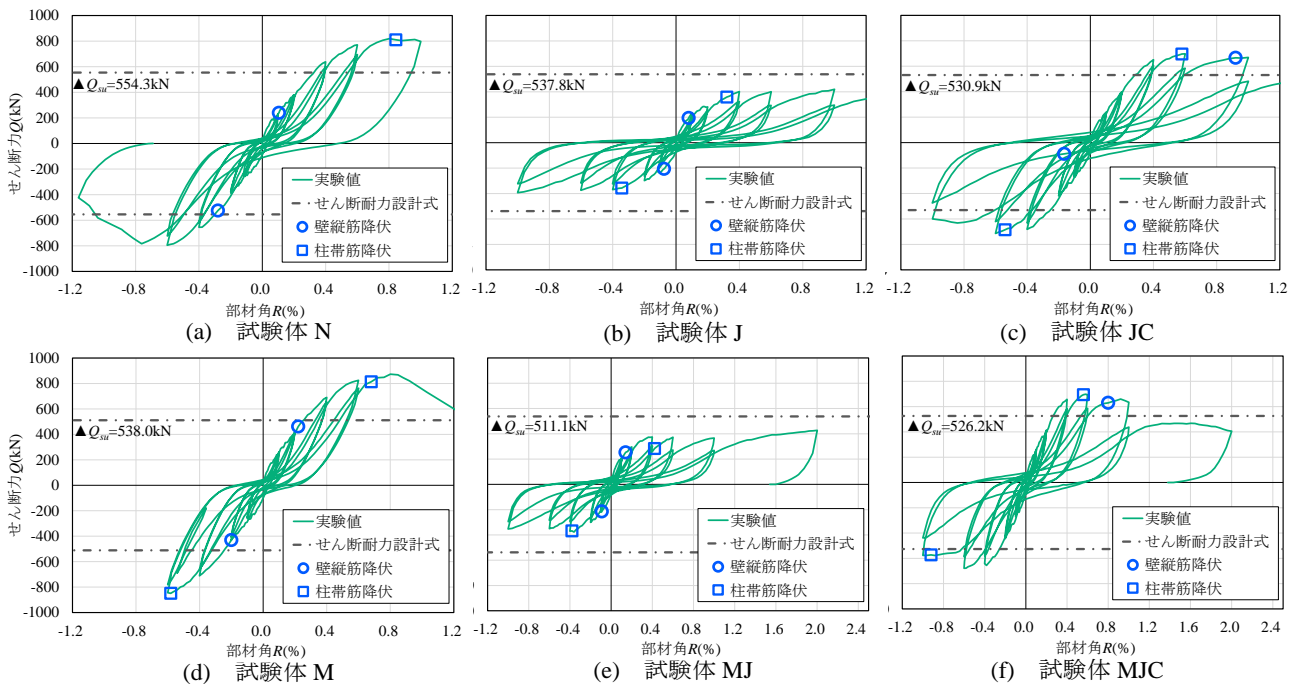


Fig. 7 荷重変形関係  
Load Deformation Relationships

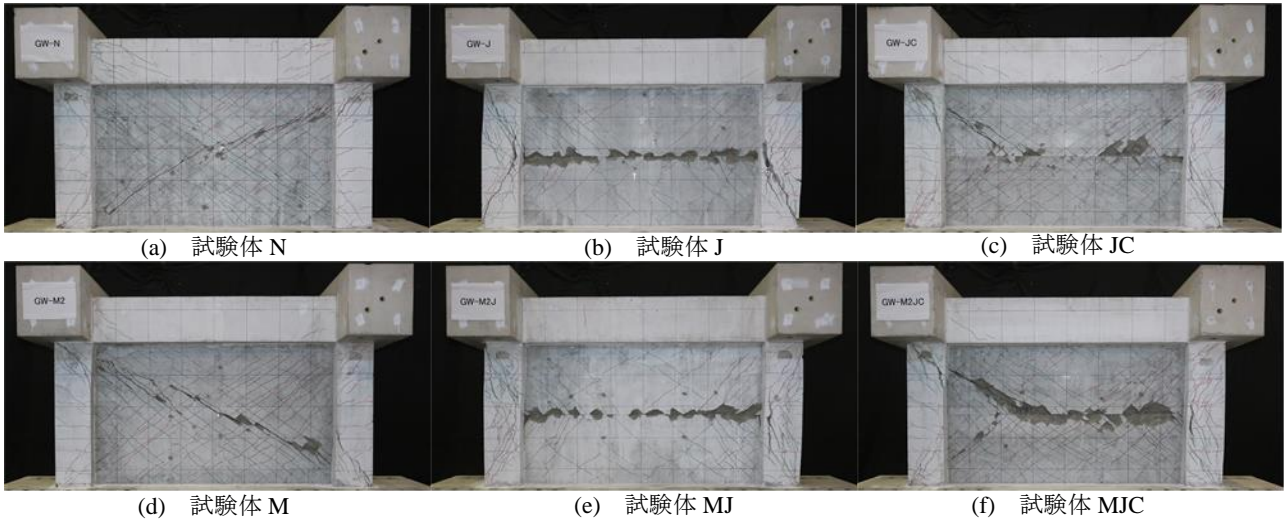


Photo 1 最終破壊状況

Ultimate Failure States

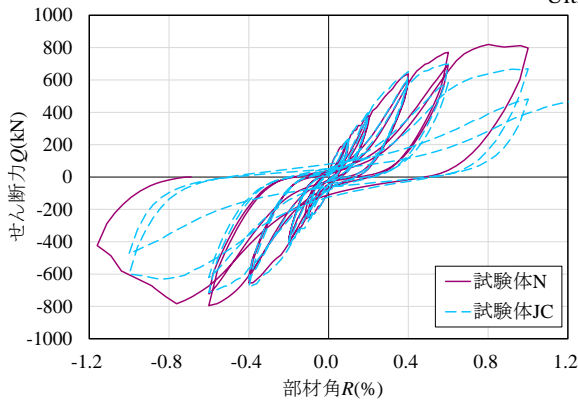


Fig. 8 試験体 N と JC の荷重変形関係の比較  
Comparison of Load Deformation Relationships  
Between Specimens N and JC

目地を含む試験体M, MJ, MJCは、多少のタイミングの差はあるが、それぞれ目地を含まない試験体N, J, JCとほぼ同様の過程を経て破壊に至った。このことから、鉄筋モルタル造耐震壁においても、目地の有無は耐力に影響をほとんど及ぼさないと考えられる。

また、打継面補強の効果を確認するため、試験体N, JCの荷重変形関係を比較した。その結果をFig. 8に示す。R = ±0.4%サイクルまでの荷重変形関係は試験体NとJCでほとんど一致した。R = ±0.6%サイクルで、試験体JCの剛性低下が試験体Nを上回った。このタイミングは後述する打継面のすべりが顕著になったタイミングと一致する。また、この傾向は試験体MとMJCにおいても同様であった。

#### 4.2 セン断耐力の評価

せん断耐力の評価には栗田ら<sup>6)</sup>が提案した設計式(1)を用いた。式(1)は、広沢min式<sup>7)</sup>に、架構と壁板のコンクリートの面積等価平均強度 $\sigma_{Be}$ を導入した式であり、架構と壁板に強度差がある鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断耐力を精度よく評価できる。ただし、文献6)内で、実験によって式(1)の適用性が確認できたとされた範囲は、

$\sigma_{B2}/\sigma_{B1} \leq 3.3$ ,  $\sigma_{B2} \leq 63.5 \text{ N/mm}^2$ の範囲である。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + \sigma_{Be})}{M/(Q \cdot l) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_s \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_o \right\} b_e j_e \quad (1)$$

$$\sigma_{Be} = \frac{\Sigma A_c \cdot \sigma_{B1} + t \cdot l_o \cdot \sigma_{B2}}{\Sigma A_c + t \cdot l_o} \quad (2)$$

ここに、 $p_t$ : 引張鉄筋比,  $p_s$ : 壁筋比,  $\sigma_{wy}$ : 壁筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>),  $M/(Q \cdot l)$ : セン断スパン比,  $\sigma_o$ : 軸方向応力度(N/mm<sup>2</sup>),  $b_e$ : 等価壁厚(=  $(\Sigma A_c + t \cdot l_o)/L$ )(mm),  $L$ : 架構全長(mm),  $j_e$ : 応力中心間距離(mm),  $\Sigma A_c$ : 柱総断面積(mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{B1}$ : 架構のコンクリート強度(N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{B2}$ : 壁板のモルタル強度(N/mm<sup>2</sup>)

Fig. 7に示した通り、試験体N, M, JC, MJCでは最大耐力が式(1)による設計値を2割程度上回った。すなわち、打継面がない場合および打継面に適切に補強を施した場合には、鉄筋モルタル造耐震壁においても栗田らの提案式で耐力を安全側に評価できることが分かった。また、先述の通り、目地の有無は耐力評価にほぼ影響しないことも分かった。

#### 4.3 既存躯体と壁板間のすべり

既存躯体と壁板間のすべりの代表例として、Fig. 9に、梁壁間の計測変位と部材角の関係を示す。このグラフは、各サイクルにおける1回目の変形ピークの計測値をプロットしたものである。また、接合面がすべらず、計測区間のせん断変形が部材角と等しいと仮定した時の計算値を黒点線で示す。すなわち、プロットが黒点線に近いほど、接合面のすべりは小さいことを表す。部材角Rが1%に到達したときの計測値は最大で試験体Nの0.6mm程度であった。これは2.3節で述べた変位計とターゲット間のせん断変形によるものであり、壁板と梁の間にすべりは発生していなかったと考えられる。また、他の計測点についても、接合面のすべりに起因する大きな変位は観測されなかった。なお、試験体J, JCおよびMJにおいて、梁壁間の計測変位が他の試験体よりも小さかった要因としては、層間変位の大部分が壁板の打継面のすべりによ

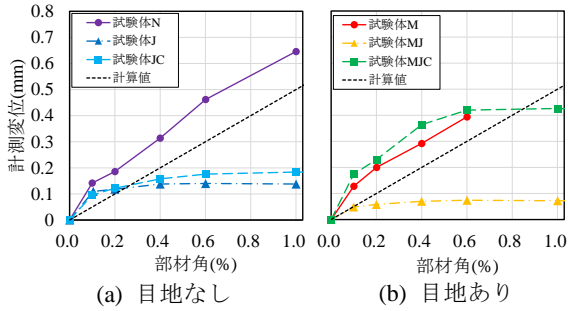


Fig. 9 梁壁間計測変位-部材角関係

Relative Displacement Between Beam and Wall  
- Wall Deformation Relationships

て生じ、計測箇所の変形が小さかったためと考えられる。

#### 4.4 壁打継面のすべり

打継面のすべりは、打継面の直上・直下に埋め込んだインサートの水平方向の相対変位より求めた。Fig. 10に、打継面での計測変位と部材角の関係を示す。プロットの方法はFig. 9に準じる。図中黒点線は、層間変位と打継面のすべりによる計測変位が等しいと仮定した場合の部材角の計算値を示す。参考のため打継面の無い、試験体NおよびMの結果も併記する。

目地の無い試験体 (J, JC) で比較すると、試験体Jは $R = \pm 0.2\%$ サイクル以降で打継面のすべりが顕著に見られた。対して、試験体JCは $R = \pm 0.4\%$ サイクル中まではほとんど打継面のすべりが生じず、 $R = \pm 0.6\%$ サイクル以降から顕著な打継面のすべりが見られた。目地のある試験体 (MJ, MJC) では、試験体MJCにおいて打継面のすべりの兆候が $R = \pm 0.4\%$ サイクル中にみられる点に若干の違いがみられるが、概ね目地の無い試験体と同様の傾向となった。以上の通り、コッター筋による打継面補強は目地の有無に関わらず一定の効果が確認できた。

ここで、試験体JおよびMJにおいて、打継面を貫通する鉄筋である、壁縦筋の鉄筋比は0.39%である。一方で、試験体JCおよびMJCの打継面を貫通する鉄筋である、壁縦筋とコッター筋の鉄筋比の合計は1.27%であり、試験体JおよびMJの3.26倍である。また、試験体Jにおいて打継面がすべり始める $R = +0.1\%$ での荷重は233.9kNである。一方で、試験体JCにおいて打継面がすべり始める $R = +0.4\%$ での荷重は651.2kNであり、差は2.8倍程度である。耐震壁全体のせん断力が打継面に均等にかかると仮定すれば、今回の検討範囲では打継面が滑り出す強度は、概ね打継面を貫通する鉄筋量に比例すると考えられる。

#### 5. 結論

鉄筋モルタル造耐震壁の構造性能を把握するため、水平打継面、打継補強およびカラム目地の有無をパラメータとした縮小試験体による乾燥収縮ひび割れの観測と加力実験を実施した。その結果、次のような知見を得た。

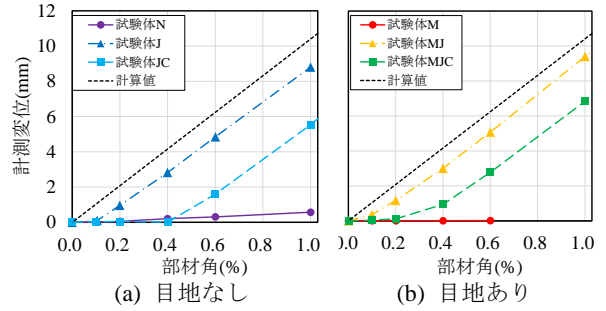


Fig. 10 水平打継面計測変位-部材角関係

Horizontal Joint Surface Displacement  
- Wall Deformation Relationships

- (1) 鉄筋モルタル造耐震壁においても、カラム目地による一定のひび割れ集約効果が確認できた。
- (2) 目地および水平打継面がない場合の鉄筋モルタル造耐震壁の耐力は栗田らの設計式によって安全側に評価可能である。
- (3) 水平打継面がある場合においても、コッター筋を適切に配置することで、 $R = \pm 0.4\%$ サイクルまでは水平打継面がない場合とほぼ同じ構造性能を発揮し、耐力は栗田らの設計式によって安全側に評価可能である。
- (4) カラム目地は鉄筋モルタル造耐震壁の構造性能にほとんど影響を及ぼさない。
- (5) 水平打継面が滑り出すときの荷重は、水平打継面を貫通する鉄筋量に概ね比例すると予測される。

本研究を通じ、施工時に居住性や使用性を損なわない耐震補強の新たな選択肢を提供することで、耐震化を推進し、レジリエントな都市の構築に貢献したい。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省, “住宅・建築物の耐震化の現状と目標”, <https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/content/001726323.pdf>, (参照 2024-05-29)
- 2) 増田安彦, 他: 低騒音・低振動を達成した耐震補強工法「3Q-Wall®」の開発, 大林組技術研究所報, No.68, 2004
- 3) 中田幹久, 他: モルタルを用いた耐震壁の有限要素解析による構造性能評価手法の検討, 第16回地震工学シンポジウム, Day3-G419-04, 2023
- 4) 小柳光生, 他: 誘発目地工法「カラム目地」の開発, 大林組技術研究所報, No.63, 2001
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御指針・施工指針・同解説, p.107, 2023.2
- 6) 栗田康平, 他: 既存躯体と強度差がある増設壁による耐震補強効果の実験的研究, 大林組技術研究所報, No.84, 2020
- 7) 広沢雅也: 既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析, 建築研究資料, No.6, 1975