

補強材を用いない無補強組積造建築の高耐震化技術の開発

Development of Retrofitting Technique without Reinforcements for Unreinforced Masonry

山内成人¹, 真田靖士², 中村友紀子³, 中埜良昭¹, 松崎育弘⁴

Naruhito YAMAUCHI¹, Yasushi SANADA², Yukiko NAKAMURA³, Yoshiaki NAKANO¹
and Yasuhiro MATSUZAKI⁴

¹ 東京大学生産技術研究所, Institute of Industrial Science, The University of Tokyo

² 東京大学地震研究所, Earthquake Research Institute, The University of Tokyo

³ 新潟大学工学部, Dept. of Arch. and Civil Eng., Niigata University

⁴ 東京理科大学工学部, Dept. of Arch. and Civil Eng., Tokyo University of Science

SUMMARY: Several retrofitting techniques using steel as reinforcement are effective to improve the seismic performance of unreinforced masonry (URM) buildings. It is, however, often difficult to apply them to vulnerable buildings in developing countries since the steel is either expensive or unavailable. This paper presents a new retrofitting technique for vulnerable URM buildings using H-shaped bricks with no reinforcement. Cyclic loading tests are conducted to investigate its potential seismic performance and to compare with that of conventional masonry wall. The experimental results show that the proposed technique is effective to enhance the seismic performance of URM buildings.

1 はじめに

鉄筋コンクリート造や鉄骨造が発達・普及した今日であっても、組積造建築は今なお人類の大半が住居として利用しており、世界で最も一般的な構造形式のひとつである。しかし近年、パキスタン・インドネシア・イラン・トルコなどといった組積造建築を多用する地域での地震による建物被害が多数報告され、これに伴う人的被害も後を絶たない。特に無補強組積造（以下、URMと称す）建築は、その構法の性質上、水平力等を伴う地震力に対し脆弱であるにもかかわらず、風土や資源、更に経済的な制限を受け、十分な耐震設計や耐震補強がなされぬまま使用されている。世界中で多発する地震被害を軽減するにはこういったURM建築の耐震化が不可欠である。

URM建築の耐震補強方法として、壁面に金網を設置するもの、壁内に鉄筋を挿入するもの等があるが、現状として途上国では資源に恵まれず、建設用鋼材の入手は困難であり、施工も複雑になるため普及しにくい。

そこで本研究では、URM建築のうちレンガ造を対象に、従来の組積ユニットの形状を工夫するだけでユニット同士が噛み合う（インターロッキング機構）効果により水平力抵抗機構を発現する構法を提案し、静的載荷実験によりそのせん断・曲げ性状を検証する。

2 URM壁のせん断性状

2.1 URM壁試験体

Fig. 1に本研究で対象とするURM壁と組積ユニット形状を示す。ユニットは各々が噛み合う必要があるため、暫定的に図中に示す凹凸を含む形状とした。

Fig. 2にプロトタイプより切り出した各URM壁試験体の詳細を示す。従来のレンガによるものを従来型（図表中、

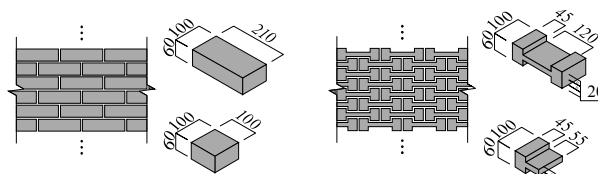


Fig. 1 Investigated structures

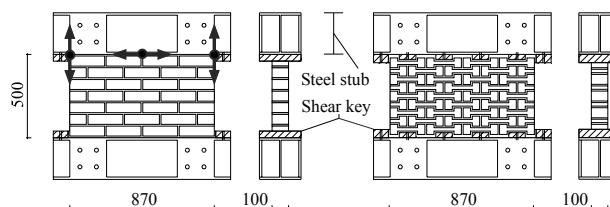


Fig. 2 Details of the shear-dominant specimens

CTと表記する)、変形レンガによるものを開発型（図表中、PTと表記する）とし、レンガ形状変更による効果を検証した。ここで、複雑な形状のユニットによって構成される開発型壁では、せん断力が作用した場合、局所的な応力集中（主にユニット隅角部）が考えられる。更に、ユニットがレンガのような脆性材料である場合、ユニットの破壊が連鎖的に進行し、個々のユニットが総合して水平力に抵抗せず、インターロッキング機構を十分に発揮しないと考えられた。そこで、開発型ユニットを靱性材料である繊維補強セメント複合材料（以下、FRCCと称す）により代用した靱性型（図表中、DTと表記する）も試験対象とした。つまり、ユニット自体の靱性能有無による効果を開発型壁と靱性型壁とで検証した。試験体は従来型・開発型・靱性型壁を各1体ずつ、計3体である。

試験体形状は従来型壁がせん断破壊（試験体を対角方向に横断する階段状のひび割れの発生）以前に曲げ降伏（試験体脚部を水平方向に横断するひび割れを境界とする壁

の剛体回転の発生)しないよう、且つ、全ての壁試験体が同一形状となるよう設計した。また、各試験体壁部分がスタブとの境界で滑らぬよう、シアキーにより拘束した。目地幅は10mmとしたが、開発型壁・靱性型壁に関しては従来型壁と試験体寸法を同一とするため、最上・最下部水平目地のみ20mmとした。なお、目地モルタルは途上国で用いられる程度の引張強度 1N/mm^2 を目標に、予備実験を重ね、重量比でセメント：砂：水=1：8.49：1.25の配合とした。レンガは4種レンガを使用した。FRCCはレンガと同等の引張強度を持つべく、文献[2]を参考とした予備実験により、セメント：砂：水=1.0：0.4：0.6の配合のモルタルに体積比1.0%のポリエチレン繊維を混入し、実験時の材齢を18日とした。組積作業から実験実施までの期間はいずれも7日である。

2.2 加力・計測計画、材料特性

Fig. 3に加力装置図を示す。試験体に作用するせん断力が最も厳しくなるよう、試験体に逆対称モーメントを強制した。一般的な組積造住宅を想定し^[3]、軸力は南北鉛直ジャッキで各10kN、計20kN(軸方向応力度 $=0.23\text{N/mm}^2$)とし、試験体頂部変形角(=試験体頂部水平変形/試験体高さ500mm) $\pm 1/800, \pm 1/400, \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/50$ まで水平力を载荷した。

変位計測は、Fig. 2中矢印で示す試験体頂部水平変位1点、南北壁面両端の鉛直変位各1点の計3点。荷重計測は、水平ジャッキによる水平荷重1点、南北鉛直ジャッキによる鉛直荷重各1点の計3点とした。各サイクルピーク時の

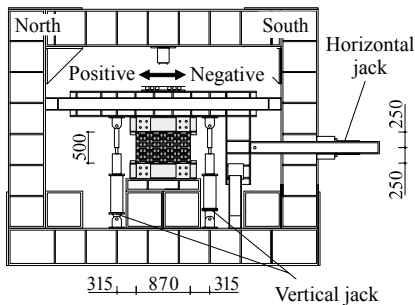


Fig. 3 Loading system for the shear-critical specimens

ひび割れ幅をクラックスケールを用いて計測したが、主に鉛直方向に開くものを曲げひび割れ、水平方向に開くものをせん断ひび割れとした。

Table 1に材料特性を示す。各引張強度は、モルタルは $160 \times 40 \times 40\text{mm}$ の、レンガ・FRCCは $210 \times 100 \times 60\text{mm}$ の供試体を対象に支点間距離100mmとした三点曲げ試験に基づき算定した。各圧縮強度は、モルタルは曲げ試験後の供試体を対象に、レンガ・FRCCは $100 \times 100\text{mm}$ (高さ60mm)の供試体を対象に圧縮試験した結果である。それぞれ3供試体の試験結果とその平均値を併記する。参考までに、FRCCに関しては、ユニットと同一条件の供試体を用いてJCI規準^[4]による曲げ試験も行なったが、これによると3供試体平均で、引張終局歪は0.0128と評価された。

2.3 実験結果

(1) 破壊状況

Fig. 4に载荷終了時の各試験体写真と階段状に発生したひび割れを強調したひび割れ図を示す。

従来型壁は $\pm 1/800$ サイクルで階段状のせん断ひび割れが確認された。これ以降顕著なひび割れの進展はなく、階段状のひび割れ面を境に壁体が水平移動するのみであったので、 $\pm 1/800$ サイクル終了時点でせん断耐力に達していたと考えられる。レンガ自体の損傷は見られず、目地モルタルとレンガの剥離、縦目地・横目地交差部での目地モルタルのせん断破壊のみであった。

開発型壁は、 $\pm 1/400$ サイクルで最初のせん断ひび割れを確認したが、致命的な損傷ではなく、このひび割れが階

Table 1 Material properties of the shear-critical specimens

	Tensile strength (N/mm ²)					Compressive strength (N/mm ²)				
	Brick	FRCC	Joint mortar			Brick	FRCC	Joint mortar		
			CTwall	PTwall	DTwall			CTwall	PTwall	DTwall
No.1	8.23	7.28	0.94	0.84	0.94	40.54	27.26	3.44	2.79	4.96
No.2	6.39	7.31	0.84	1.41	1.50	39.73	26.84	4.00	3.10	5.80
No.3	8.24	7.84	0.94	0.98	1.41	40.04	30.38	3.24	3.24	5.51
Av.	7.62	7.48	0.91	1.08	1.28	40.11	28.16	3.56	3.04	5.43

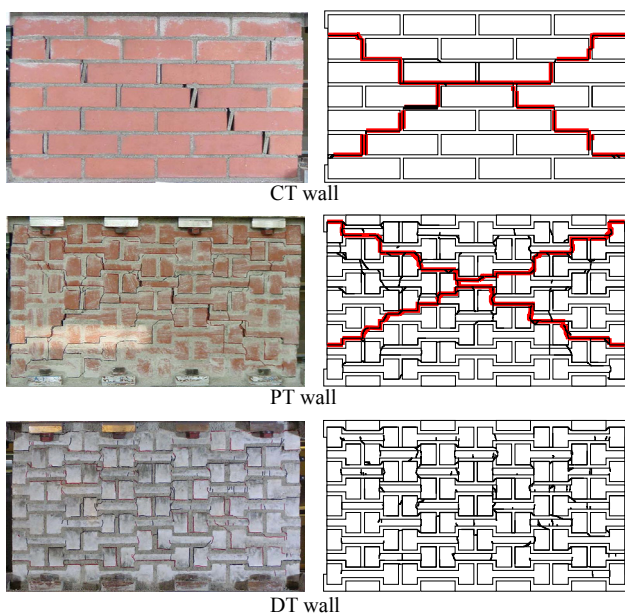


Fig. 4 Final crack patterns of the shear-critical specimens

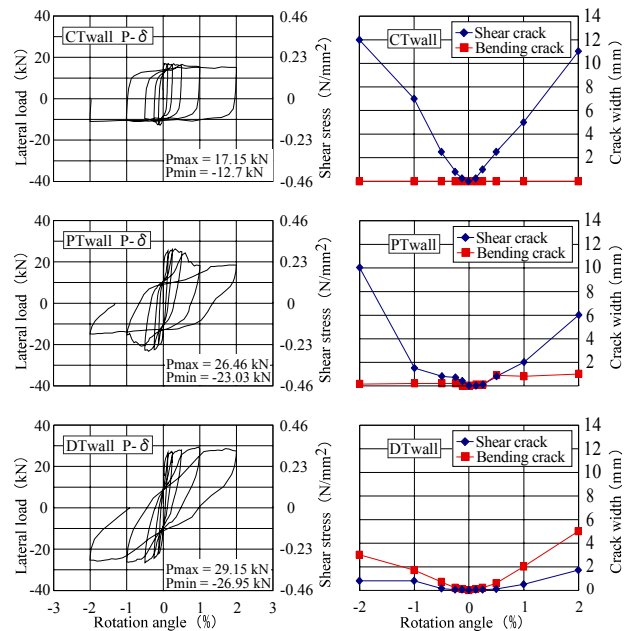


Fig. 5 Behaviors of the shear-critical specimens

段状となる±1/200 サイクル終了時点まではせん断耐力を維持していると考えられる。更に±1/100 サイクルで連続的なひび割れがいくつか発生した。ひび割れはユニットくびれ部を貫通するものが多く、従来型壁よりも広範囲に損傷が及んでいることから、開発型壁がインターロッキング機構を発現したことが伺える。しかし、±1/200、±1/100 サイクルにおいて連続的なひび割れが発生するタイミングにずれがあることから、各ユニットが連鎖的に破壊することで水平力に抵抗していたと考えられる。

靱性型壁は、±1/200 サイクルまではユニットに微細なひび割れが発生するのみで、目地部の損傷が確認できなかった。±1/100 サイクル以降、目地モルタルとユニットの剥離が顕著となるが、連続的なひび割れや、ユニット自体が分離するような致命的な損傷は終始確認できなかった。更に、目地モルタルやユニットの損傷が壁面全域で確認できたことから、応力が広く分配され、開発型壁よりも効果的にインターロッキング機構が発現したことが分かる。

(2) 荷重-変形関係

Fig.5 に各試験体の荷重-変形関係、および加力ピーク時のひび割れ幅を示す。

従来型壁は+1/800 サイクル途中 0.25×10⁻³rad で正側最大耐力 17.15kN (せん断応力度 τ=0.197N/mm², 以下同様)、-1/800 サイクル途中-0.82×10⁻³rad で負側最大耐力-12.74kN (-0.146N/mm²) を記録した。その後正側で約 15kN、負側で約 10kN の耐力の頭打ちとなるが、これはひび割れ面での目地モルタルとユニットとの摩擦力によるものである。

開発型壁は、+1/200 サイクル途中 3.23×10⁻³rad で正側最大耐力 26.46kN (0.304N/mm²)、-1/200 サイクル途中-4.02×10⁻³rad で負側最大耐力-23.03kN (-0.265N/mm²) を記録した。それぞれ最大耐力後に 1/100 サイクルまで耐力低下を続け、最終的に±1/50 サイクルにおいて従来型と同様の水平力抵抗機構に移ったと考えられる。

靱性型壁は、+1/100 サイクル途中 9.55×10⁻³rad で正側最大耐力 29.15kN (0.335N/mm²)、-1/200 サイクル途中-5.01×10⁻³rad で負側最大耐力-26.95kN (-0.31N/mm²) を記録し、加力終了時点であっても耐力低下が見られなかった。Fig.5 で、終始曲げひび割れが卓越していた状況を勘案すると、剛体回転による耐力の頭打ちであると考えられる(後述する URM 壁が剛体回転するときの耐力算定によると、最大耐力は 34.8kN である。) が、今後検討を要する。

それぞれの試験体を比較すると、従来型壁の最大耐力時の変形角が他の壁に比べ極めて小さく、ごくわずかな変形により耐力が上限に達したことが分かる。

3 URM 壁の曲げ性状

3.1 URM 壁試験体

2章の URM 壁のせん断性状を検証する実験に引き続き、曲げ性状を検証する実験を行った。Fig.6 に試験体の詳細を示す。試験対象は従来型壁と開発型壁で、同一形状となるよう各々1体ずつ製作した。これらは試験体への入力曲げモーメントを大きく、且つ、せん断力の入力を極力小さくするため、試験体せいを高く設定した。更に低強度の目地モルタルを用いると、比較的小さな水平力で試験体がせん断破壊する恐れがあることから、目地モルタルの配合は JIS 規格どおり重量比で、セメント:砂:水=1.0:3.0:0.5 とした。レンガは4種レンガで、組積工事から実験実施までの期間は、従来型壁は40日、開発型壁は46日である。

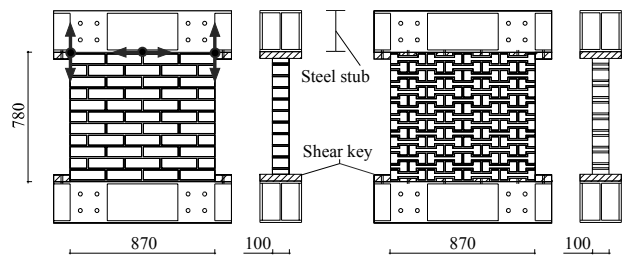


Fig. 6 Details of the flexure-dominant specimens

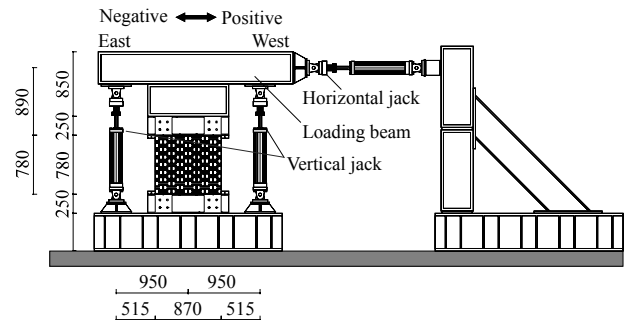


Fig. 7 Loading system for the flexure-dominant specimens

3.2 加力・計測計画、材料特性

Fig.7 に本実験の加力装置図を示す。試験体へのせん断力入力を極力抑えるため加力位置を高く設定し、必要に応じて軸力制御によるせん断スパン比の低減が可能、つまり同一せん断力下での最大曲げモーメントの減少が可能(但し、せん断スパン比 0.45 が最小)な荷重システムとした。

まず、東西鉛直アクチュエーターで各々10kN ずつ、計20kN を荷重した状態で試験体頂部変形角 (=試験体頂部水平変形/試験体高さ 780mm) ±1/800, ±1/400, ±1/200, ±1/100, ±1/50 まで水平力を荷重した。せん断スパン比は 1.92 と計画した。但し上記の荷重では、後述するように、すべての試験体が曲げ降伏し、耐力が頭打ちとなった。そこで引き続き、試験体への入力せん断力を増大させるため東西鉛直アクチュエーターの軸力を変動させながら(但し、合力は20kN とする)、せん断スパン比を 0.9, 0.45 と順次小さくし、それぞれ±1/100 まで荷重した。

変位計測位置は2章2節同様で3点、荷重計測は、使用するアクチュエーターによる3点とした。

Table 2 に材料特性を示すが、それぞれ2章2節と同様の試験方法に基づき算定したものである。

3.3 実験結果

(1) 破壊状況

Fig.8 に荷重終了時の各試験体写真とひび割れ図を示す。

従来型壁は、せん断スパン比 1.92 の-1/400 サイクル終了時点で試験体脚部を横断するひび割れが発生した。これ以降顕著なひび割れは確認できず、水平変位に伴い、脚部ひび割れ幅が鉛直方向に拡大するのみであった。最終的に

Table 2 Material properties of the flexure-dominant specimens

	Tensile strength (N/mm ²)		Compressive strength (N/mm ²)	
	Brick	Mortar	Brick	Mortar
No.1	8.37	3.97	48.00	28.06
No.2	8.91	3.56	48.90	26.61
No.3	6.70	3.81	39.60	36.14
Av.	7.99	3.78	45.50	30.27

せん断スパン比 0.45 の荷重途中で試験体脚部 2 段目のひび割れ面が試験体を完全に横断し、試験体脚部の滑りにより急激な耐力低下を起こした。

開発型壁は、+1/800 サイクル終了時点で試験体中央部のユニットに僅かなひび割れを確認した。また、従来型壁同様せん断スパン比 1.92 の-1/400 サイクル終了時点で試験体脚部を横断するひび割れが発生し、脚部ユニットくびれ部を貫通するひび割れを確認した。これ以降損傷の進展もなく、脚部ひび割れ幅の鉛直方向への拡大のみであり、せん断スパン比 0.45 での加力サイクルでも試験体が滑ることなく最終サイクルまで加力し終えた。

(2) 荷重-変形関係

Fig.9 左にせん断スパン比 1.92 の、右にせん断スパン比 0.9, 0.45 での各試験体の荷重-変形関係を、Fig.10 に各計測ステップでの東西鉛直変位の実測値 (表中, MVD とする) と試験体の剛体回転を仮定した場合の東西鉛直変位 (表中, VDR とする) を示す。これらより、いずれも試験体が曲げ耐力に達し、剛体回転する結果となった。試験体が剛体回転するときの耐力は $N \cdot D/h_0$ (N : 軸力, D : 試験体幅, h_0 : 加力点高さ) で評価され、Fig.10 中にこれを併記するが、いずれも概ね良好に評価できている。

従来型壁はせん断スパン比 1.92 の場合、+1/50 サイクルで正側最大耐力 8.87kN ($0.1N/mm^2$), -1/100 サイクルで負側最大耐力-6.59kN ($-0.076N/mm^2$) を記録した。せん断スパン比 0.9 では際立った変化は確認できず、正側で約 15kN, 負側で約-14kN の耐力頭打ちとなった。その後せん断スパン比 0.45 の荷重途中、約+1/140 付近で急激な耐力低下となった。

開発型壁はせん断スパン比 1.92 の場合、+1/100 サイクルで正側最大耐力 9.8kN ($0.11N/mm^2$), -1/200 サイクルで負側最大耐力-8.82kN ($-0.1N/mm^2$) を記録した。それぞれ最大耐力に達した後、耐力を僅かに低下させ、+1/50 サイクルでは約 7.5kN, -1/50 サイクルでは約 7.0kN で耐力の頭打ちとなる。従来型壁に比べ僅かに耐力が大きくなっているのは、幾何学的に摩擦が得られる面積が大きくなることに起因すると考えられる (開発型壁では、剛体回転する場合、鉛直方向の摩擦力も得られるため)。更に上記耐力評価式ではモルタルの接着力やユニット間の摩擦力を考慮していないため、開発型壁に関しては、耐力値が過小評価される傾向にある。また、同様の理由により、等価粘性減衰が僅かに大きくなった。従来型壁同様、せん断スパン

比 0.9 では際立った変化を確認できず、正側で 15.0kN, 負側で-12.0kN の耐力の頭打ちとなった。せん断スパン比 0.45 では、正側で 31.0kN, 負側で-25.0kN の耐力の頭打ちとなった。ここで剛体回転による耐力頭打ちに加え、本載荷システムでのせん断スパン比の最小値が 0.45 である (これ以上同一せん断力下での曲げモーメントの低減が出来ない) ため、これをもって実験終了とした。

4 まとめ

URM 壁のせん断性状を検証する実験において、従来のレンガ形状を変更することによりレンガ同士が噛み合い、せん断耐力が向上した。更に変形レンガを靱性材料に置き換えた靱性型壁は、ユニットくびれ部等がひび割れた後も即座にその耐力を失うことなく、広範囲に応力を伝達できるためより合理的な構造体であると言える。

また、URM 壁の曲げ性状を検証する実験では、際立った差異は確認できなかったものの、開発型壁はひび割れの開閉時にユニットと目地モルタル間の摩擦が得られ、等価粘性減衰が大きくなった。更に従来型壁はせん断スパン比 0.45 における荷重途中で試験体脚部が滑り、耐力低下となったが、開発型壁は終始滑ることはなかった。また、せん断スパン比に依存しない耐力評価が可能であった。

謝辞

本研究は、文部科学省科学研究費補助金萌芽研究「途上国支援を目的とする補強材を要さない組積造建築の高耐震化技術の開発」(課題番号: 17656173, 研究代表者: 真田靖士) による助成を受けた。また、実験実施に際し、新潟大学中村研究室各位の協力を得た。末尾ながらここに記して謝意を表する。

参考文献

- [1] P. Mayorca, K. Meguro: Proposal Of An Efficient Technique For Retrofitting Unreinforced Masonry Dwellings, 13WCEE, CD-ROM, 2004
- [2] 諏訪田晴彦ほか: 構造物の高性能化に向けた高靱性繊維補強セメント複合材料の開発, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.133-138, 2001.6
- [3] 日本建築学会: グアテマラ・北イタリア・ミンダナオ島・ルーマニア地震災害調査報告, 1979.2
- [4] 日本コンクリート工学協会: 繊維補強セメント複合材料の曲げモーメント-曲率曲線試験方法 JCI-S-003-2005, 2005

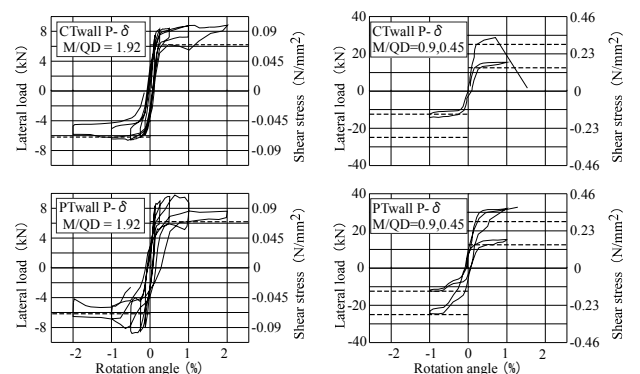


Fig. 9 Load-deformation relationships

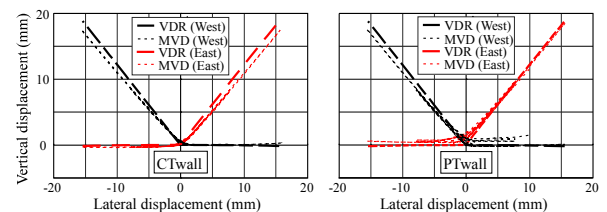


Fig. 10 Vertical displacement vs. lateral displacement

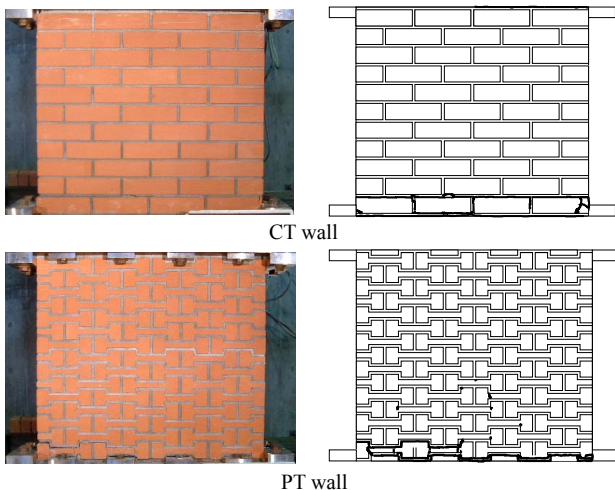


Fig. 8 Final crack patterns of the flexure-dominant specimens