

鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法（TO-STC 工法）の開発

その4 RMブロック耐震壁



三輪 明広 *1

菊田 繁美 *1
石岡 拓 *1
鈴木 信也 *1

概 要

本工法は、耐震壁または鉄骨ブレースを増設する耐震補強において、既存躯体との接合部に鋼管コッターを用いる耐震補強工法である。鋼管コッターは耐震補強工事で問題となる振動・騒音・粉塵の発生を抑え、居たままでの耐震補強工事を促進するために開発された工法である。

本報告は、RMユニットを組積して増設耐震壁を構築する耐震補強工法の開発のために実施した架構実験の概要についての報告である。RMブロック造耐震壁の終局耐力は、要素実験と架構実験をもとに提案した耐力式により適切に評価できることを示した。

Development of Seismic Strengthening Method by Seismic Resisting Reinforcement with Steel Tube as Cotter Part 4 Experimental Study of the Shear Wall with RM units

Akihiro MIWA*1 Shigemi KIKUTA*1
Taku ISHIOKA*1 Shinya SUZUKI*1

This retrofit method is a seismic strengthening method that uses steel tube cotter as the joint element of an existing building frame and reinforcing members when the seismic resisting wall or the steel brace is constructed additionally.

It is a seismic strengthening method developed to suppress the occurrence of a vibration, a noise, and dust, and to construct the seismic resisting wall in the state of residing.

In this paper, the frame experiment of shear wall used RM (Reinforced Masonry) units are reported.

Ultimate strength of shear wall used RM units was estimated appropriately by the proposed the ultimate strength formula based on the element tests and the frame experiment.

*1 技術研究所

*1 Technical Research Institute

鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法 (TO-STC 工法) の開発

その4 RM ブロック耐震壁

三輪 明広^{*1} 菊田 繁美^{*1}
石岡 拓^{*1} 鈴木 信也^{*1}

1. はじめに

TO-STC 工法 (以下本工法と呼ぶ) は、耐震補強工事で問題となる騒音・振動・粉塵の発生を抑え、居たままでの施工を可能にするために開発された鉄筋コンクリート造耐震壁または枠付き鉄骨ブレース増設工法である。本工法は 2003 年に日本総合試験所の建築技術性能証明を取得して以来、当社施工の耐震補強工事に採用されている。本報告では、前報¹⁾に続き、RM ブロック耐震壁に開口を設けた場合についての一連の実験および RM ブロック耐震壁の施工方法について報告する。

2. 有開口壁実験

2.1 試験体概要

試験体を図-1に示す。試験体は開口をスパン中央に設けた WK13 試験体と開口を柱際に寄せた WK15 試験体の約 1/2 縮尺模型 2 体である。両試験体とも増設壁破壊を想定した。既存柱は、主筋に 12-D16 (SD295A)、せん断補強筋に D6@50 (SD295A) を用い、せん断破壊先行型として設計した。既存梁には、引張主筋に 3-D16 (SD295A)、せん断補強筋に D6@150 (SD295A) を用い、曲げ降伏先行型として設計した。コンクリート強度は柱、梁とも Fc24 を想定した。RC 規準によれば、柱の全断面積に対する主筋全断面積の割合 (以下 p_g) は 0.8% 以上、せん断補強筋比 (以下 p_w) は単体の柱、梁で 0.2% 以上、開口に隣接する柱では 0.4% 以上と規定されている。本試験体では、既存柱で $p_g=2.7%$ 、 $p_w=0.43%$ 、既存梁で $p_w=0.14%$ であり、梁のせん断補強筋比が小さい。ちなみに梁の全断面積に対する主筋全断面積の割合は $p_g=1.3%$ である。

増設した RM ブロック壁は、脚部に 10mm のモルタルを敷いた上に RM ブロックを組積し、RM ブロック内に高靱性モルタルを充填した。頭部 40mm は後打ちとして、高靱性モルタルを充填した。壁筋は縦筋、横筋とも 2-D6@200 (SD295A) とした。直径 34mm、厚さ 2.3mm の円形鋼管をコッターとして、柱、梁と RM ブロック間に 100mm ピッチ (= $2.94D_p$, D_p : コッター直径 (mm)) で配置した。RM ブロック同士の接着には変成シリコン樹脂の予備接着剤を用いた。

開口補強の詳細を図-2に示す。WK13 試験体の開口補強筋は RC 規準に準じて補強量を定め、D10 (SD295A)、D13 (SD295A) を各 1 本ずつ水平および鉛直開口補強筋として配置した。開口際は配筋量が多くなるため、RM ブロックに替わり、空洞率の大きいコ型ブロックを組積した。

WK15 試験体では開口部が中央にない影響で WK13 試験体よりも開口脚部での鉛直引張力が大きくなると予想された。そのため、RM 増設壁の終局耐力をいわゆる荒川 mean 式 (1) 式で算出し、その終局耐力から柱 2 本分の耐力を差し引いた壁体自体のせん断耐力に対して本設計要領の (2) 式を用いて開口補強量を定めた。必要補強断面積は、水平補強筋で 405mm²、鉛直補強筋で 327mm² であり、それぞれ 4-D13 (SD295A)、3-D13 (SD295A) と算出されたが、配筋上の理由から、水平、鉛直開口補強筋をともに 4-D13 (SD295A) とし、コ型ブロック内に補強筋が納まらないため、型枠を組んで高靱性モルタルを打設した。

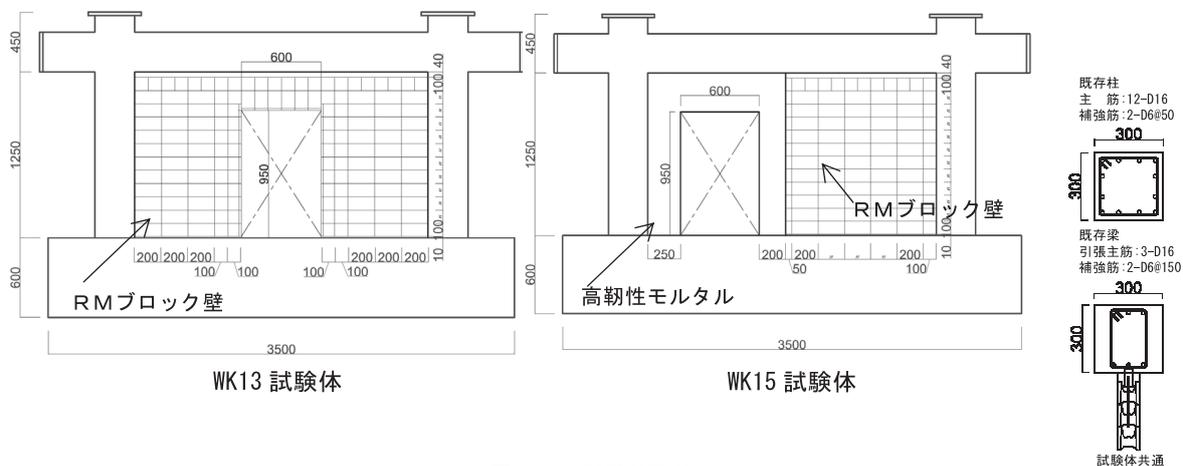


図-1 試験体形状

*1 技術研究所

$$Q_{su} = \gamma \left\{ \frac{0.068 \cdot P_{te}^{0.23} (18 + F_c)}{\sqrt{M / (Q \cdot \ell_d)} + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{oc} \right\} \cdot b \cdot b_c \cdot j_e$$

(1) 式

$$\left. \begin{aligned} a_{iv} &= \frac{ho}{2(l-ho)} \cdot \frac{\kappa Q_D}{\sigma_y} \\ a_{th} &= \frac{lo}{2(h-ho)} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{\kappa Q_D}{\sigma_y} \end{aligned} \right\} (2) 式$$

開口補強筋の定着は、既存躯体部に設置したアンカー筋との重ね継手とした。アンカー筋は接着系アンカーとし、有効埋込長は WK13 試験体では 12d (d: アンカー径)、WK15 試験体では 16d とした。WK13 試験体ではアンカー降伏耐力よりもコーン状破壊耐力が大きくなる有効埋込長さとしたが、荷重中にコーン状破壊を生じたため、WK15 試験体ではコーン状破壊を防止するために、アンカー破断耐力よりもコーン状破壊耐力が大きくなるように有効埋込長を長くした。

加力状況を図-3に示す。柱断面に対して約 0.16σ_B の圧縮軸力を作用させた状態で、梁両端に水平繰返し

漸増荷重を行った。梁の曲げおよびせん断変形を拘束しないように、両端を PC 鋼棒でつないで梁の軸伸び変形のみを抑制するようにした。材料試験結果を表-1に示す。

2.2 実験結果

部材角 R= - 1/250rad 終了時の破壊状況を図-4に、荷重-変形関係を図-5にそれぞれ示す。荷重-変形関係には後述する最大耐力の設計値を併記した。

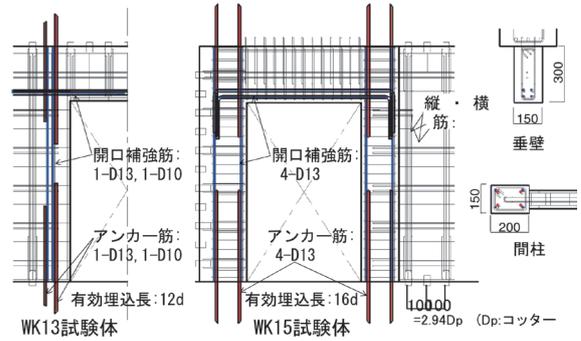


図-2 開口補強詳細

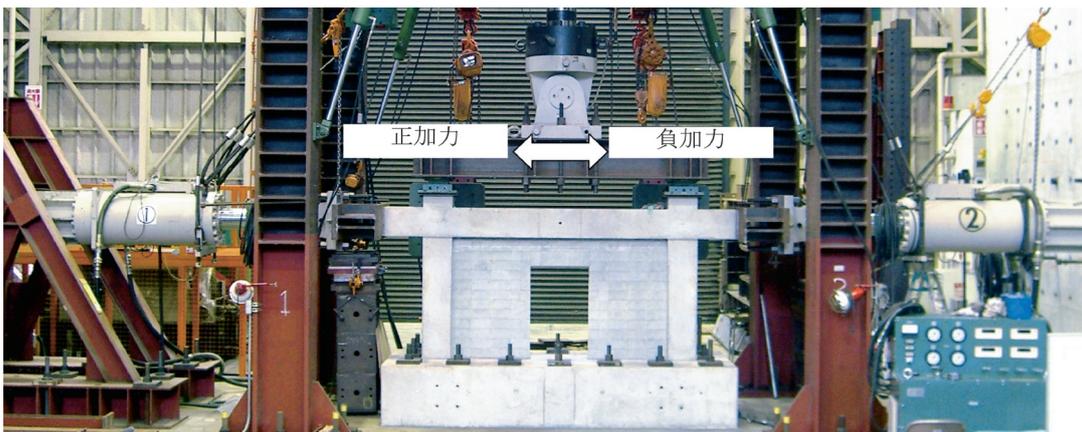


図-3 加力状況

表-1 材料試験結果

鉄筋	WK13			WK15			
	ヤング係数 (10 ⁵ N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (10 ⁵ N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	
D6	1.80	326	476	1.80	347	463	
D10	1.85	369	491	-	-	-	
D10a*1	1.83	355	478	-	-	-	
D13	1.84	340	471	1.84	365	527	
D13a*1	1.84	328	463	-	-	-	
D16 (柱主筋)	1.84	351	507	1.84	357	509	
D16 (梁主筋)	1.93	345	495	1.93	355	515	
コンクリート	WK13			WK15			
	割線剛性 (10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	割線剛性 (10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	
既存躯体	2.93	28.4	2.8	2.72	27.2	2.3	
充填 モルタル	ブロック内	2.84	81.3	4.0	2.98	84.9	3.8
	壁頭部	2.84	82.8	3.7	2.65	65.6	3.6
壁脚部モルタル	2.06	49.6	2.9	2.27	47.0	3.0	
プリズム	2.49	45.7	-	2.39	49.8	-	

* 1 WK13 試験体のアンカー筋

WK13 試験体では、1/4000rad. で開口隅角部にひび割れが発生し、1/1000rad. で壁板隅部にせん断ひび割れ、1/500rad. で柱脚に曲げひび割れと開口上部の梁にせん断ひび割れが発生した。1/250rad. で柱頭にせん断ひび割れが発生し、壁板全体にせん断ひび割れが発生した。-1/250rad. で鉛直開口補強筋を定着するためのあと施工アンカーにコン破壊が生じて、上梁のせん断ひび割れが拡幅した。最終破壊状況は、RM増設壁と上梁のせん断破壊である。

WK15 試験体では、1/4000rad. で壁板隅部にせん断ひび割れ、柱脚に曲げひび割れが発生した。1/500rad. で壁板のせん断ひび割れが増加し、開口補強部にもひび割れが発生した。1/150rad. で壁板と開口補強部のせん断ひび割れが大きく拡幅し、柱主筋が降伏した。最終破壊状況は、RM増設壁と柱のせん断破壊であった。両試験体とも 1/100rad. まで耐力をほぼ保持している。

両試験体とも鋼管コッター間隔は約 $3D_p$ (D_p : コッ

ター直径 (mm)) であり、構造規定に定められた間隔 ($4D_p$ 以上、 $6D_p$ 未満) よりも小さいが、間接接合部においてせん断破壊等は確認されなかった。図-6に示すように 1/100rad. 終了時においても間接接合部には大きな損傷は生じていない。特に WK15 試験体の負加力側では、後述するように鋼管コッター間接接合部が破壊するとした設計値よりも、実験値の方が大きい。このことから、鋼管コッター間隔を $3D_p$ とした場合においても開口補強筋の定着が十分になされている場合には、従来の設計式を用いることが可能であると考えられる。

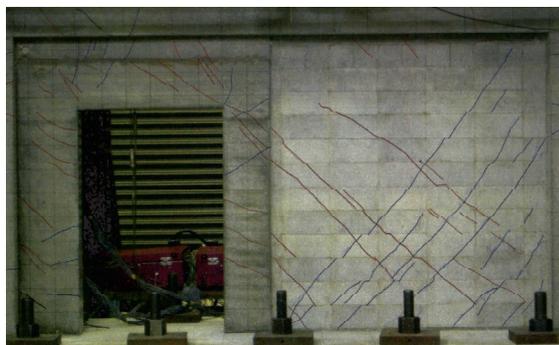
3. 実験結果と設計式の適合性

3.1 最大耐力

最大耐力の実験値と設計値の比較を表-2に示す。無開口 RM ブロック壁試験体の WK10 では実験値が接合部破壊耐力である累加の設計値の約 1.1 倍、



WK-13



WK-15

図-4 破壊状況 (部材角 1/250rad. 終了時)

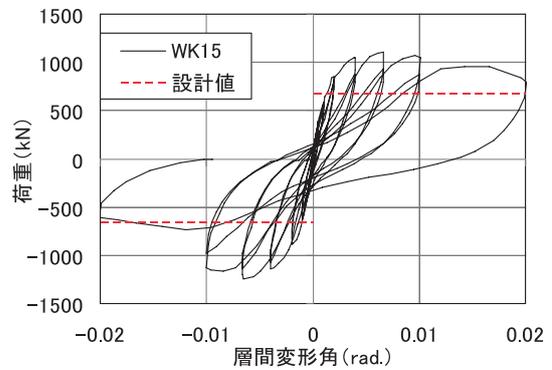
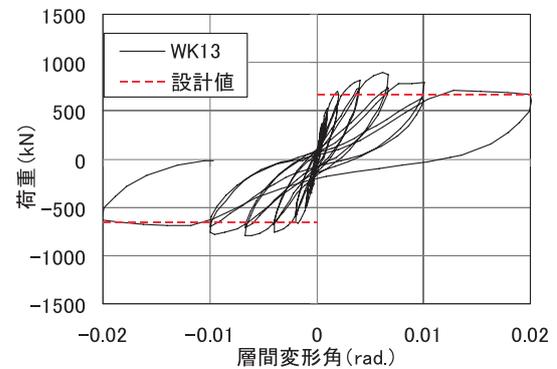
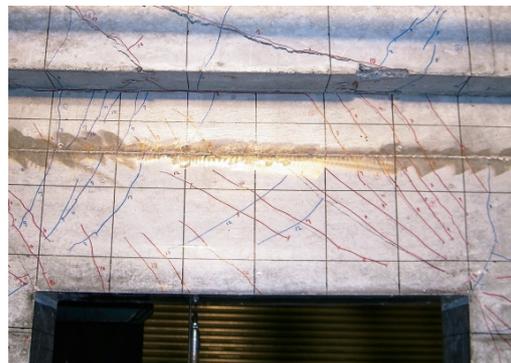


図-5 荷重-変形関係



(a) 壁脚部



(b) 壁頭部

図-6 間接接合部の破壊状況 (WK15 試験体, R=1/100rad. 終了時)

WK11では実験値が壁のせん断耐力である1体の設計値の1.5倍となっている。有開口RMブロック壁試験体のWK13とWK15の実験値は壁のせん断耐力である1体の設計値の約1.4倍、約1.7倍となっている。WK15の実験値は間接接合部の破壊を想定した累加の設計値をも上回った。

本実験結果に既往の無開口RC壁補強試験体(WZ-01, WK-02, WK-03, WK-04)およびRM壁補強試験体(WK10, WK11)の実験結果を併記して図-7に示す。本実験結果は、無開口のRC壁とRM壁と同程度以上に耐力の余裕度を有すると考えられる。本設計式を用いてRMブロック補強壁による補強骨組の終局耐力を開口の有無にかかわらず評価可能であると判断できる。

3.2 靱性指標 F

本工法を用いてRMブロック壁で補強したRC造1層1スパン架構試験体の水平荷重-部材角関係を図-8に示す。同図には、靱性指標 F 値を併記した。

〔財〕日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、2001年」などにおいて、靱性指標 $F = 1.0$ に相当する層間変形角を $1/250 \text{ rad.}$ と想定している。

本試験体の最大耐力はWK11が部材角 $R=1/250 \text{ rad.}$ 、WK10, 13, 15が $R=1/150 \text{ rad.}$ で生じており、本工法を用いて補強された骨組の靱性指標 F 値は、RMブロック耐震壁補強の場合、 $F=1.0$ を確保できると考えられる。また、 $R=1/500 \text{ rad.}$ 時の強度寄与係数 (a) は $0.78 \sim 0.91$ 、 $R=1/250 \text{ rad.}$ における強度寄与係数 (a) は $0.92 \sim 1.00$ である。これらより、RMブロック耐震壁の強度寄与係数 (a) は、耐震診断基準に示された値を採用できると考えられる。

したがって、本工法での変形性能は「RC耐震改修設計指針」および「SRC耐震改修設計指針」などで示されている従来工法のそれと同程度であり、設計要領で設定した靱性指標は適切であると考えられる。

3.3 有開口耐震壁を骨組とした耐力算定

本試験体は開口周比が0.4以下であるため、耐力設計値は無開口壁とした場合の壁耐力に開口低減率を乗じて算出している。本試験体の開口低減率 $r1 \sim r3$ を表-3に示す。

本試験体はドア開口を模擬した縦に長い開口を有しているが、開口低減率としては開口面積で決まる $r2$ が最小となり、耐力の計算上 $r3$ を考慮していない。しかし、実際には開口が縦に長いために開口上部の梁が曲げ降伏およびせん断破壊の様相を呈した。図-9に破壊形式による耐力式を示す。表-4に有開口耐震壁試験体を袖壁付き柱および垂壁付き梁で構成されるフレームとしての耐力算定結果を示す。

4. 実験のまとめ

実験結果ならびに既往の既存鉄筋コンクリート造と既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準および耐震改修設計指針で示されている内容から、鋼管コッターを接合材として用いてRMブロック壁で補強した骨組みは、設計施工要領で提示する終局耐力および変形性能を有するといえる。

表-2 最大耐力の実験値と設計値の比較

	実験値		設計値	
	最大荷重 (kN)	一体 (kN)	累加 (kN)	全体曲げ (kN)
WK-10	1340	1236	1248	2116
WK-11	1480	949	-	2116
WK-13	正	896	667	1224
	負	795		
WK-15	正	1103	662	1158
	負	1241		

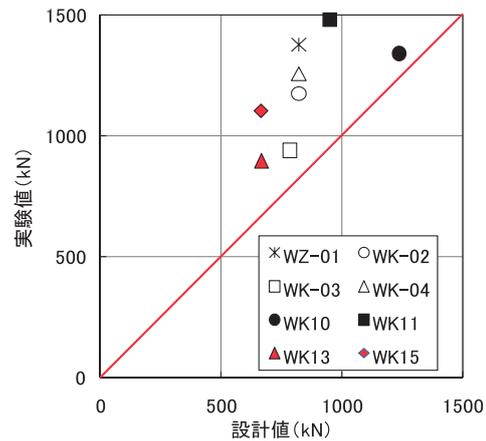


図-7 最大耐力の設計値と実験値の比較

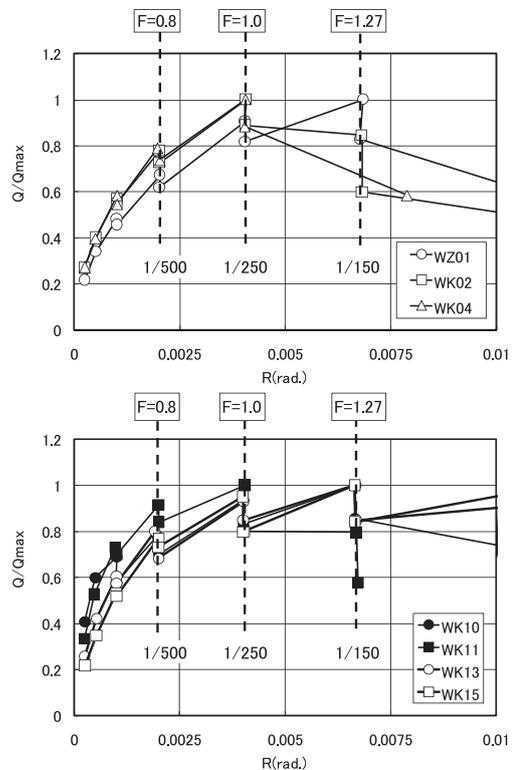


図-8 実験で得られた荷重-変形関係の包絡線の比較

表-3 開口低減率

	r1	r2	r3 (19.21) 式
WK13,15 共通	0.764	0.601	0.628

5. 現場施工

がん感染症医療センター（仮称）整備運営事業作業所は、PFI 事業で延床面積 74,482.00m²（801 床）の病院を居たままに耐震補強工事、設備、内装の全面改修工事を行う工事であり、病院機能の保持、患者への配慮から低騒音・低振動の工法の採用、病院動線の確保が重要な課題となっていた。その為、RM ブロック工法を採用した。建物概要を表-5 に示す。RM ブロックの採用面数は、1 号館は無開口 114 面、有開口 24 面、2 号館は無開口 40 面、3 号館は無開口 53 面である。

図-10 に RM ブロック耐震壁の施工手順を示す。表-6 に RM ブロック耐震壁のサイクル工程表を示す。図-11 に RM ブロック組積完了の状況を示す。1 構面あたりの施工サイクルは鋼管コッター取付、RM ブロック組積、壁体部充填モルタル、上部充填モルタルの 4 日サイクルで構築し、在来工法より工程を 3 日短縮した。夜間作業も可能で、1 構面から施工ができるため施工ロスが少なく居たまま改修工事での採用のメリットは大きい。

2 号館、3 号館は無開口の壁の施工で、1 号館から有開口の壁の施工が始まる。なお、有開口については建築技術性能証明を 2010 年 9 月に行う予定である。

参考文献

- 1) 石岡拓他：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法 (TO-STC 工法) の開発 その3 RM ブロック耐震壁，戸田建設技術研究報告第 34 号，2008
- 2) 三輪明広他：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究（その 20），日本建築学会大会学術講演梗概集，2010.9

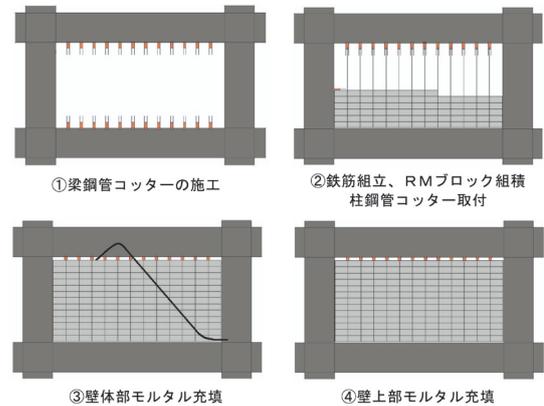
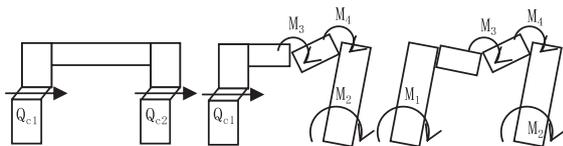


図-10 RMブロック耐震壁施工手順

表-6 RMブロック耐震壁サイクル工程表

日	1	2	3	4
工程	躯体調査書出し ③鋼管コッター工事	④RMブロック組積工事 ⑤RMブロック内充填	⑤梁下圧入 型枠工事	養生 型枠躯体工事



- (a) 左右の柱がともにせん断破壊する場合
 $Q = Q_{c1} + Q_{c2}$
 (b) 一方の柱がせん断破壊し、他方の柱が脚部の回転で破壊する場合
 $Q = Q_{c1} + M_2/h + M_3 \times l_1/h_1 + M_1 \times (l_0 + l_1)/h_1$
 (c) 両方の柱が脚部の回転で破壊する場合
 $Q = M_1/h + M_2/h + M_3 \times (l_0 + l_1)/h_1 + M_1 \times (l_0 + l_1)/h_1$

図-9 破壊形式による耐力式

表-4 耐力計算結果

	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実/計	破壊形式
正	896	930	0.96	(c)
負	-795	-930	0.85	(c)
正	1103	1100	1	(b)
負	-1241	-1236	1	(b)

※垂壁付き梁、袖壁付き柱のせん断耐力を係数 0.053 の荒川式で算出。曲げ耐力は平面保持を仮定して算出したが、wk13 で袖壁が引張側になる場合は壁なしの柱とした。

表-5 建物概要

物件名	がん感染症医療センター（仮称）整備運営事業
工事場所	東京都文京区本駒込 3-18-22
施主	東京都 (SPC)
設計	SPC (山下設計)
施工	戸田建設東京支店 (構造設計変更：本社構造設計室、山下設計)
補強工法	RM ブロック耐震壁による補強 (231 面) (設計変更前：鉄筋コンクリート造耐震壁・あと施工アンカー)
工期	2009 年 5 月 1 日～2011 年 9 月 30 日



図-11 RMブロック組積完了

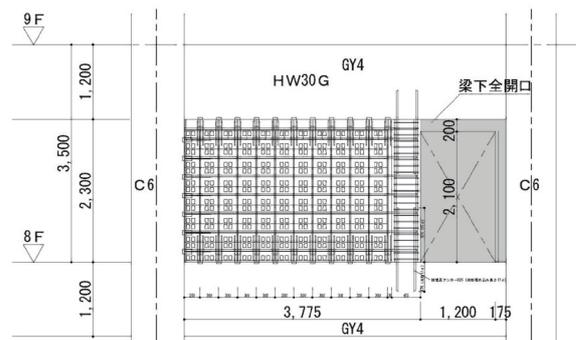


図-12 有開口RMブロック耐震壁