

鑄鉄製ブロックを用いた耐震補強工法「3Q-Wall®」の開発

穴 吹 拓 也 萩 尾 浩 也 増 田 安 彦
 小 林 正 和 三 浦 憲
 (大阪本店建築事業部) (大阪本店建築事業部)

Development of the “3Q-Wall®” Retrofitting Method Using Casting Blocks

Takuya Anabuki Hiroya Hagio Yasuhiko Masuda
 Masakazu Kobayashi Ken Miura

Abstract

“3Q-Wall®” is a retrofitting method for the construction of shear walls using small blocks and epoxy resin. It is characterized by high quality, low noise, low vibration, and a short work period. Common post-retrofitting problems include obstructed view and blocked windows that reduce light. To address these, the authors developed a new version of 3Q-Wall using casting blocks. This paper describes summarizes the bond test used to derive the bond strength of the joints between cast iron components bonded by epoxy resin adhesive, and the shear wall test of the RC (Reinforced Concrete) frame retrofitted by casting blocks. Test results inform the proposal of a method for the calculation of ultimate strength, and confirm that this method accurately predicts the maximum strengths of shear wall test specimens.

概 要

3Q-Wall®は、小型のブロックを接着しながら組積する耐震壁増設補強工法であり、低騒音、低振動、短工期、高品質という特長を有する。耐震壁を設けることで、見通しが悪くなる、窓からの採光が届かなくなるといった問題を解決するための新たな技術として、高強度の鑄鉄製ブロックを用いた3Q-Wall工法を開発した。本報では、エポキシ樹脂系接着剤による鑄鉄相互の接着強度を調べる要素実験、および、鑄鉄ブロック壁で補強したRC造柱梁架構の構造性能実験について述べる。実験結果に基づき、終局耐力評価法を提案し、架構の最大耐力を良好な精度で評価できることを確認した。

1. はじめに

耐震補強工事において、建物を使用しながらの作業がしばしば求められることから、騒音や振動を抑制し、短工期で施工可能な3Q-Wall工法が多く多くの物件で適用されている。3Q-Wall工法で一般に用いられるプレキャストコンクリートブロックに対して、ガラス繊維強化プラスチック(FRP)ブロックを用いた耐震壁は、通風や採光を確保でき、視線を遮らないといった特長を有する工法である。しかし、FRPブロック素材の剛性の低さから、ブロックを複数枚重ねて使用するケースが多く、施工性やコストの面から採用が断念される場合が多かった。そこで、造型の自由度が高く、高い強度と剛性が得られる鑄鉄に着目し、FRPブロックと同様の特長を有しながら、高強度で材料費を抑えた鑄鉄製ブロック(以下、鑄鉄ブロックと称する)による耐震補強工法を開発した。

Fig. 1に本工法の概要を示す。本技術は、鑄鉄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、通風や採光が得られる増設耐震壁を構築する工法である。既存躯体との接合には、接着剤を介してガイドスチールと呼ぶ鋼材を取付け、鑄鉄ブロックと一体化させる。

本論文では、鑄鉄ブロックにより補強した架構の構造性能を確認するための実験と、終局耐力の評価法、お

び、実大ブロックを用いた施工実験について述べる。

2. 球状黒鉛鑄鉄

本工法に使用する鑄鉄は、JIS G 5502: 2001(球状黒鉛鑄鉄品)の規格を満たす球状黒鉛鑄鉄(記号:FCD)とした。球状黒鉛鑄鉄は降伏棚が現れない材料であり、0.2%オフセット法で耐力値が規定される。Fig. 2に本実験に用いた球状黒鉛鑄鉄(FCD450-10)の引張試験結果を示す。応力-ひずみ関係は概ね重なっており、安定した引張強度性状を示している。

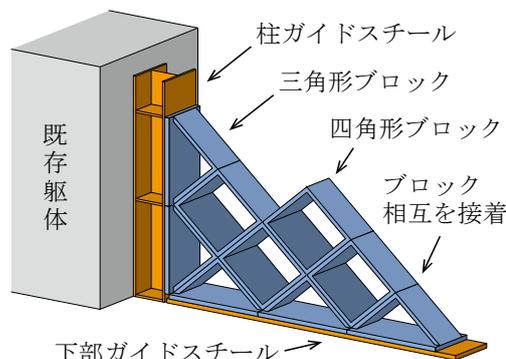


Fig. 1 工法概要
Retrofitting Method using Casting Block

3. 構造性能確認のための実験

3.1 要素実験

鋳鉄ブロックおよびガイドスチールをエポキシ樹脂系接着剤で貼り合わせたときのせん断強度を確認するため、要素実験を実施した。

3.1.1 実験概要 Table 1に実験因子を結果と併せて示す。母材およびその表面状態を実験因子として、No. 1～No. 6の試験を実施した。供試体はFig. 3に示すように、厚さ8mm、幅50mmの平板を用いて、接合面を2面有する形状とした。接着剤は珪砂入りエポキシ樹脂系接着剤を使用した。所定の接着層厚さを保つため、接着面に平ワッシャ(φ13, 厚さ1mm)を2枚または4枚重ねて設置した。実験因子ごとの供試体数は3体とした。

No. 3のカチオン塗装は、鋳鉄ブロックと同じ仕様のエポキシ系塗料を用いた電着塗装であり、製品表面の全体に塗装が施される。一方、No. 4のウレタン塗装はウレタン塗料を塗布したものであり、仮に鋳鉄ブロックに適用する際には、接着面全面に施す必要はない。そこで、板の端から10mmずつ塗装を回り込ませた状態とした。No. 6のブラスト処理は、鋼材の摩擦接合面に用いるショットブラストと同等の処理とした。

加力は、JIS K 6850: 1999(接着剤—剛性被着材の引張せん断接着強さ試験方法)を参考に、アムスラー型万能試験機により8.5MPa/分で供試体両端に引張力を加えた。

3.1.2 実験結果 Table 1に実験結果、Photo 1にNo. 3の接着面破壊状況、Fig. 4にNo. 3のせん断応力度—すべり関係を示す。せん断応力度は、試験機荷重を試験区間の面積から平ワッシャの面積を除いた面積で除して計算した。接着部すべりは供試体全長から試験区間と掴み部分を除いた部分について母材の伸びを計算し、試験機のストロークから減じた値とした。

塗装を施したNo. 3, No. 4については、母材から塗料が

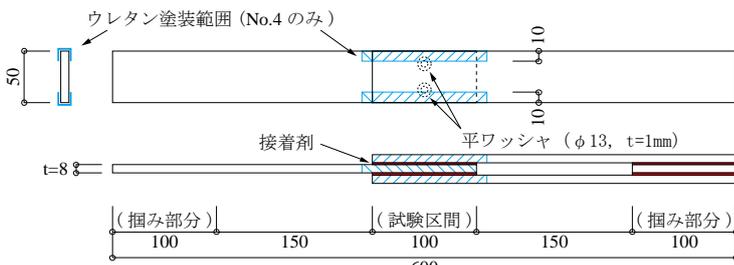


Fig. 3 要素実験試験体 Specimen of Bond Test

Table 1 要素実験因子および結果 Parameters and Results of Bond Test

試験体	母材	表面状態	接着層厚さ (mm)	せん断強度 (N/mm ²)	平均値 (N/mm ²)
No. 1	鋳鉄	塗装なし	2	8.3～10.6	9.3
No. 2			4	6.9～9.2	7.7
No. 3		カチオン塗装	2	8.2～10.4	9.0
No. 4		ウレタン塗装		6.9～8.0	7.5
No. 5	鋼材	ブラスト処理なし	2	4.0～4.6	4.3
No. 6	+鋼材	ブラスト処理あり		11.0～12.4	11.7

剥がれた箇所が見られ、層間剥離破壊と接着破壊が混在した破壊となった。ただし、No. 1(塗装なし)とNo. 3のせん断強度にはほとんど差がなく、いずれも十分なせん断強度を有していた。塗装をしていない供試体の接着面破壊は、いずれも母材と接着剤の界面で破壊する接着破壊であった。本試験で得られたせん断強度を、補強架構の終局耐力の算定に用いる。

3.2 構造性能実験

鋳鉄ブロックで補強した架構の破壊性状を確認し、終局耐力評価法を検討するため、1層1スパンのRC造架構に鋳鉄ブロックを組積して補強した試験体を用いた構造実験を実施した。シリーズ1としてガイドスチールを用いない予備実験、シリーズ2としてガイドスチールを用いた実験を実施し、ガイドスチールの効果を確認した。

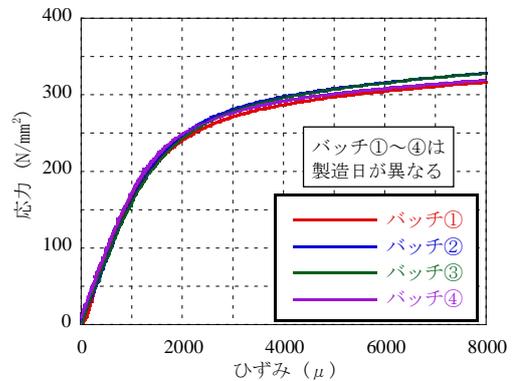


Fig. 2 FCD450-10の応力—ひずみ関係 Stress - Strain Relationships of FCD450-10



Photo 1 接着面破壊状況 Failure Pattern on Bonded Surface

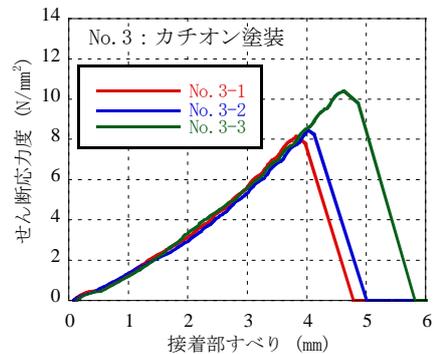


Fig. 4 せん断応力度—すべり関係 Shear Stress - Slip Relationships

3.2.1 実験概要 Table 2に試験体諸元を, Fig. 5に試験体形状および配筋を示す。RC造架構(既存躯体)は実大の約1/3のスケールを想定し, 柱スパンを1700mm, 柱内法高さを910mm(試験体G2のみ1260mm)とした。鉄筋およびアンカーの配置は左右対称であり, 簡略のため図には半分のみを抜き出して表示している。

Fig. 6に鋳鉄ブロックの形状を示す。鋳鉄ブロックは四角形ブロックと三角形ブロックの2種類を使用した。四角形ブロックは, 1辺の長さが121.7mm, 辺の幅(壁厚方向)が40mm, 厚さ8mmの中空の正方形であり, 三角形ブロックは四角形ブロックを対角線位置で半分にし, 長辺に幅80mm, 厚さ10mmの板を取り付けた形状である。鋳鉄ブロックのスケールは1/3よりもやや大きい。これは工場で安定して鋳造可能な板厚が8mm以上であることによる。シリーズ1の三角形ブロックの長辺にはアンカーボルトを貫通させるための孔を設けた。また, シリーズ2の鋳鉄ブロックには, 面外方向への脱落防止機構として, ブロック同士の接着面に凹凸を有する形状とした。Photo 2

に鋳鉄ブロックのひずみゲージ位置を示す。壁板の応力状態を把握するため, 壁板を構成する斜材の主要部分にひずみゲージを貼付した。ひずみゲージはブロックの辺の中央位置において, 8mmの厚さ中央の表裏に貼付し, 辺長方向のひずみを計測した。

Fig. 7にガイドスチールの断面を示す。ガイドスチールは既成のH形鋼を加工して製作した。試験体Jgs1, Jgs3は既存躯体に接続する側のフランジ幅を50mmとし, 試験体Jgs2, Ggsは100mmとした。また, 試験体Jgs3は壁上部のガイドスチールを3分割した。壁下部のガイドスチールはフラットバーとした。

鋳鉄ブロック相互の接着, 鋳鉄ブロックとガイドスチール間の接着および壁下部のガイドスチールと既存躯体間の接着には珪砂入りエポキシ樹脂系接着剤を使用し, 接着層の厚さは約2mmとした。鋳鉄ブロックまたはその他のガイドスチールと壁下部を除く既存躯体間の接着にはエポキシ樹脂系接着剤を使用し, 接着層の厚さは約15mmとした。Table 3に使用材料の物性値を示す。

Table 2 構造性能実験の試験体諸元
Detail of Specimens for Shear Wall Test

実験シリーズ	シリーズ1(GSなし:予備実験)				シリーズ2(GSあり)				
試験体	F	J	JG	G1	G2	Jgs1	Jgs2	Jgs3	Ggs
柱スパン (mm)	1700mm(内法スパン: 1480mm)								
柱内法高さ (mm)	910mm				1260mm		910mm		
柱断面寸法	220mm×220mm								
柱主筋	10-D16(引張鉄筋比: 1.9%)				8-D19(引張鉄筋比: 2.1%)				
柱帯筋	□-D6@150(帯筋比: 0.19%)								
柱軸力比	0.2 (Fc13.5 に対する比)								
梁断面寸法	170mm×280mm				190mm×280mm				
梁主筋	3-D16 + 3-D16(引張鉄筋比: 1.4%)				3-D19 + 3-D19(引張鉄筋比: 1.8%)				
梁あばら筋	□-D6@90(あばら筋比: 0.41%)				□-D6@90(あばら筋比: 0.37%)				
壁板形状比(横:縦)	柱梁のみ		8:5		8:7		7:4		
あと施工アンカー比	アンカーなし				3.4%		アンカーなし		4.5%
ガイドスチール接着幅	GSなし				50mm		100mm	50mm	100mm
その他			ブロック間接着絶縁						GS分割

(※GSはガイドスチールを表す)

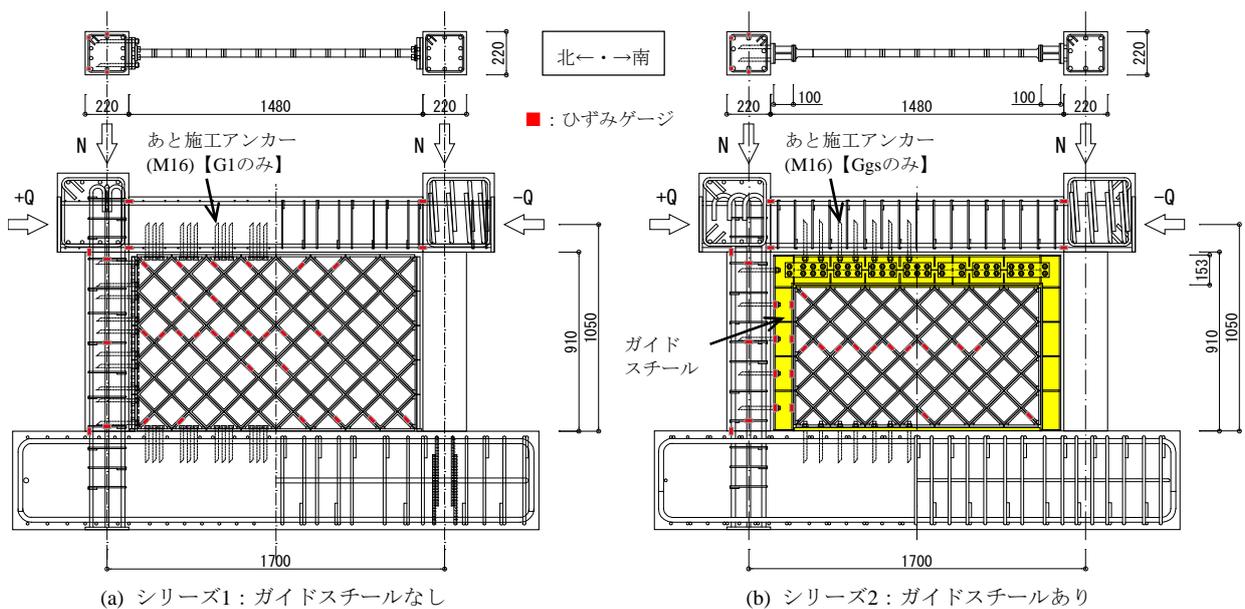


Fig. 5 構造性能実験の試験体形状および配筋
Detail of Specimens for Shear Wall Test

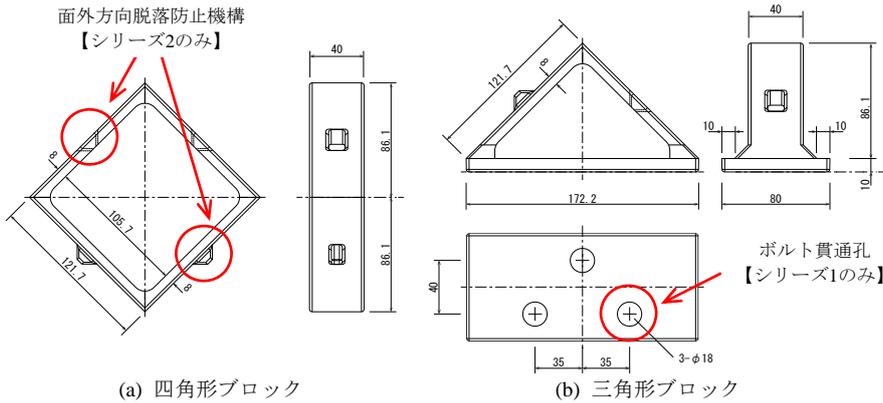


Fig. 6 鋳鉄ブロック形状 Shapes of Casting Block

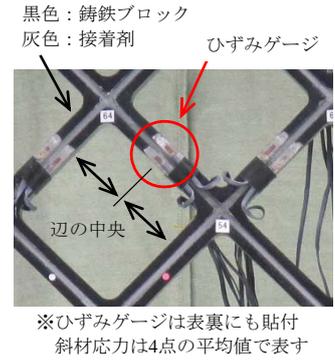


Photo 2 ひずみゲージ位置 Position of Strain Gages

3.2.2 荷重条件 試験体製作において鋳鉄ブロックに軸力が作用しないよう、ブロックを組積する前の既存躯体に、PC鋼棒を使って柱軸力(柱1本あたり130.7kN)を導入した。架構に水平力を載荷する前に、軸力導入方法をPC鋼棒から柱頭の軸力用ジャッキに切り替えた。水平力載荷は、柱軸力を一定に保った状態で、加力点高さの水平変位を壁脚部から加力点までの高さで除した変形角(以下、変形角と称する)±0.1%, ±0.2%, ±0.4%, ±0.67%, ±1.0%を2回ずつ繰り返した後、変形角+4.0%までの片押しを行う計画とした。荷重の正方向は、Fig. 5に示すように、水平力を受ける梁が北から南に動く方向とした。

3.2.3 荷重-変形関係および破壊性状 Fig. 8に水平荷重-変形角関係を、Table 4に実験結果の一覧を示す。図表中の「終局耐力」はシリーズ1については正負最大耐力の内絶対値が小さい方の点、シリーズ2については壁と既存躯体の接合部にすべり破壊を生じた点、「ブロック降伏」は鋳鉄ブロックが0.2%耐力に達した点を表す。

RC造柱梁架構のみの無補強試験体Fは、変形角±0.4%のサイクルにおいて柱脚部のせん断ひび割れを生じ、変形角±0.67%のサイクルで最大耐力に至った。

鋳鉄ブロックによる補強を行った試験体は、いずれも試験体Fよりも終局耐力が大きく、補強により耐力増大効果が得られることを確認するとともに、以下に示す特徴が見られた。

ガイドスチールを用いない試験体は、鋳鉄ブロック壁板を構成する斜材が柱梁に接続する位置に主なひび割れが集中した。いずれの試験体も梁端部コンクリートが大きく損傷し、鋳鉄ブロックに座屈が見られた。Photo 3に試験体Jの最終破壊状況を示す。試験体JGは鋳鉄ブロック相互の接着を絶縁したことで、試験体Jに比べて初期剛性が小さかったが、終局耐力および終局耐力時変形角にはほとんど差がなかった。即ち、ブロック相互の接着は初期剛性を確保するためには必要であるが、終局状態ではブロック相互の接着は切れ、終局耐力評価において、壁板の引張強度は無視してもよいことがわかった。鋳鉄ブロックと既存躯体をあと施工アンカーを併用して接合した試験体G1は、アンカーを併用しない試験体Jとほぼ同様の復元力特性であった。アンカーを併用しない場合

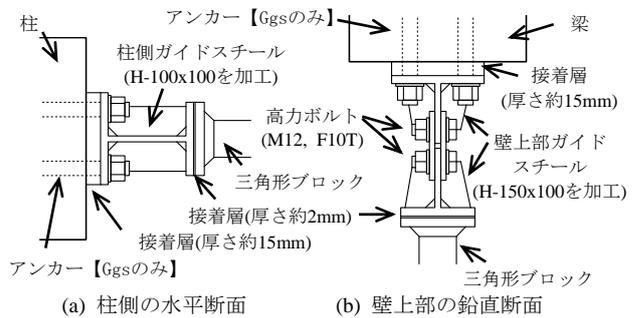


Fig. 7 ガイドスチールの断面 Sections of Guide Steel

Table 3 使用材料の物性値 Material Properties

鋳鉄シリーズ	ヤング係数 (N/mm ²)	0.2%耐力 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
1	1.73×10 ⁵	294	490	16.2
2	1.70×10 ⁵	289	491	17.0

コンクリートシリーズ	試験体	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
		F	1.91×10 ⁴	16.7
1	J	2.02×10 ⁴	19.0	1.83
	JG	1.95×10 ⁴	18.9	2.04
	G1	2.00×10 ⁴	18.9	2.08
	G2	2.01×10 ⁴	19.9	1.99
	2	Jgs1	2.08×10 ⁴	14.1
2	Jgs2	1.97×10 ⁴	14.5	1.70
	Jgs3	1.98×10 ⁴	15.1	1.69
	Ggs	2.03×10 ⁴	15.1	1.65

鉄筋シリーズ	径	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
		D6	1.90×10 ⁵	295	435
1	D16	1.96×10 ⁵	327	476	32.3
	D6	1.89×10 ⁵	376	548	22.2
2	D6	1.89×10 ⁵	376	548	22.2
	D19	1.96×10 ⁵	374	563	23.9

ガイドスチール形状	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
	H形鋼	2.01×10 ⁵	321	450
平板(PL-16)	2.08×10 ⁵	277	449	43.9

アンカー用ねじボルト径	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
	M16	2.09×10 ⁵	485

は、鋳鉄ブロックと既存躯体の接合部にすべりを生じると予測していたが、試験体Jに接合部すべりは見られなかった。これは、ガイドスチールを用いなかったために、

一部の三角形ブロックが既存躯体にめり込み、接合部に段差を生じたためと推察される。

柱内法高さが大きい試験体G2は、他の試験体に比べ、鉄製ブロックの局部曲げ変形による破壊が早期に生じ、

変形角1.10%でブロックの面外方向脱落による耐力低下を生じた。Photo 4に試験体G2の最終破壊状況を示す。

ガイドスチールを用いた試験体Jgs1, Jgs2, Jgs3は壁上部ガイドスチールとRC梁の接合部のすべりによる耐力

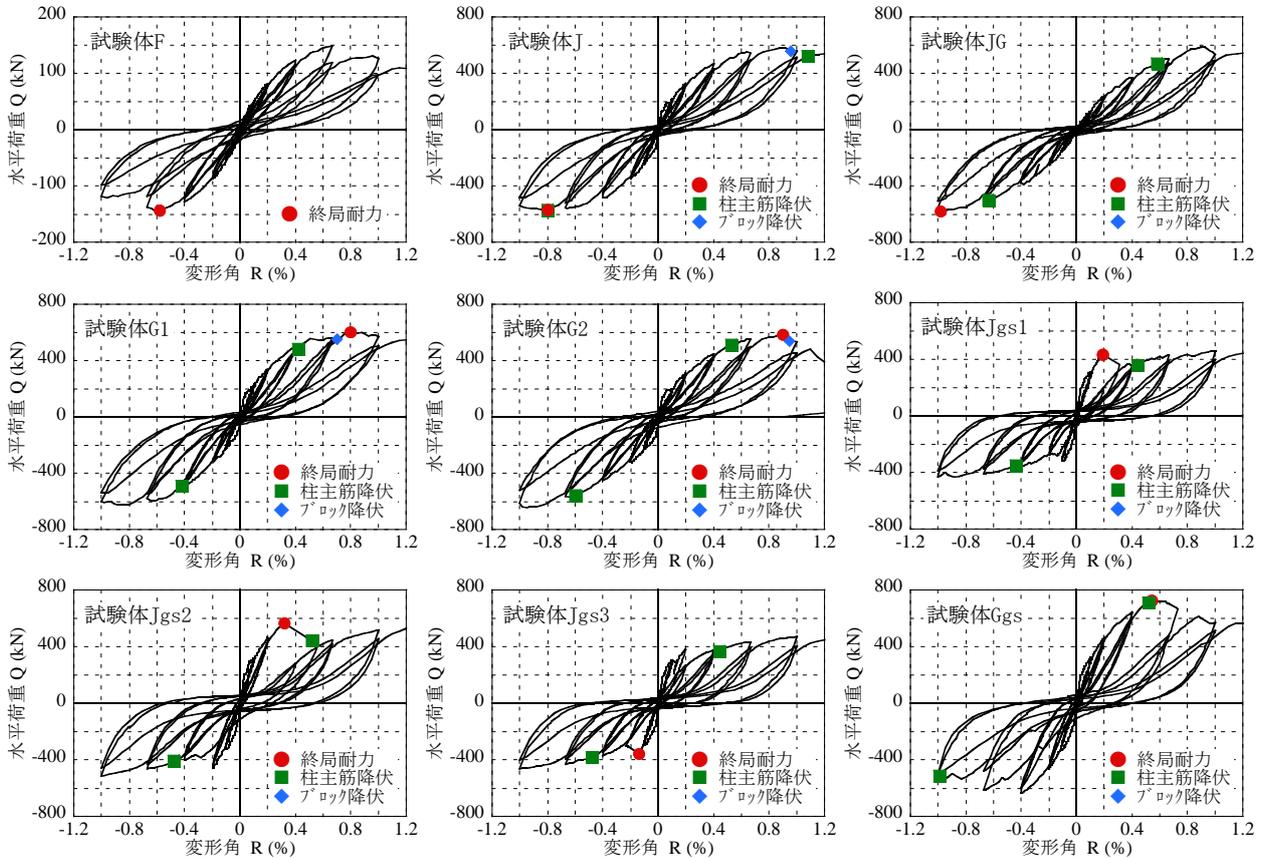


Fig. 8 水平荷重－変形角関係
Horizontal Load - Deformation Angle Relationships

Table 4 構造性能実験結果
Results of Shear Wall Tests

実験シリーズ	シリーズ1(ガイドスチールなし: 予備実験)					シリーズ2(ガイドスチールあり)			
試験体	F	J	JG	G1	G2	Jgs1	Jgs2	Jgs3	Ggs
初期剛性 (kN/mm)	61.1	522	135	479	308	563	583	551	604
終局耐力 (kN)	144	571	580	602	586	432	565	355	723
終局耐力時変形角 (%)	0.58	0.80	0.98	0.80	0.90	0.19	0.32	0.14	0.54
その他 変形角 (%)	接着剤離間	0.03	(絶縁)	0.03	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03
	柱主筋降伏	降伏せず	0.62	0.58	0.42	0.53	0.44	0.48	0.44
	ブロック降伏		0.96	1.44	0.70	0.95	降伏せず	降伏せず	降伏せず
	ブロック破壊		2.52	2.00	1.95	1.10	破壊せず	破壊せず	破壊せず

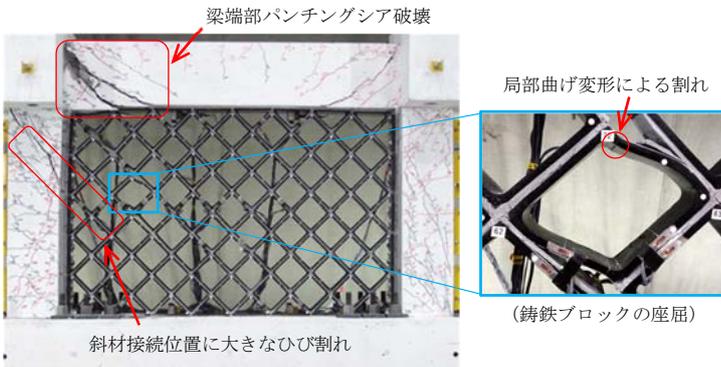


Photo 3 試験体Jの最終破壊状況
Failure State of Specimen J

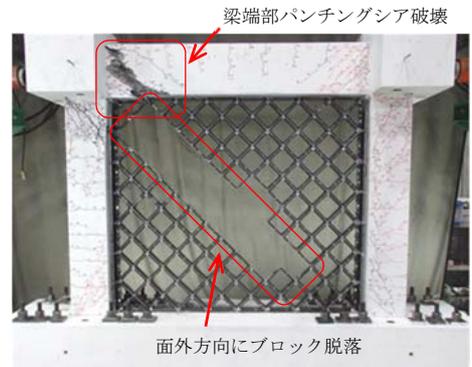


Photo 4 試験体G2の最終破壊状況
Failure State of Specimen G2

低下と変形角の急増が見られた。Photo 5に試験体Jgs2の最終破壊状況を示す。試験体Jgs2では、ガイドスチールと既存躯体間の接合部の幅は試験体Jgs1の2倍である。両者の初期剛性にはほとんど差はないが、最大耐力はJgs2の方が大きかった。試験体Jgs3は壁上部のガイドスチールを分割した試験体である。変形角が+0.10%を超えたところで、3分割した上部ガイドスチールの内、最も北側のガイドスチールと梁の間においてせん断すべりを生じたが、荷重の低下はほとんどなく、+0.2%まで荷重が増大した。その後、変形角が-0.14%を超えたところで、残りの上部ガイドスチールと梁の間にもせん断すべりを生じた。あと施工アンカーを併用した試験体Ggsは、既存躯体とガイドスチールの間にはせん断すべりを生じなかったが、鋳鉄ブロック壁板と壁下部ガイドスチールの間に

せん断すべりを生じた。

3.2.4 斜材の応力分布 Fig. 9に試験体Jおよび試験体Jgs2の各斜材の軸方向応力度推移を示す。黒線は終局耐力到達前の応力、赤線は終局耐力到達後の応力であることを表す。屈服強度は後述の式(12)により算定した。

ガイドスチールを用いない試験体Jは、終局耐力に到達するまでに、特定の斜材(ブロック位置3)に圧縮応力が集中していた。一方、ガイドスチールを用いた試験体Jgs2は、終局耐力に至るまでは各斜材の応力が概ね均等に増大した。このことから、ガイドスチールには特定の斜材への圧縮応力集中を緩和する効果があると推察され、本工法において想定する破壊モードを得るためにはガイドスチールを用いる必要があると考えられる。ただし、完全な平均化まではできていないことから、鋳鉄ブロック壁板の耐力を計算するための補正係数(α_g)を導入することとした。補正係数は壁板の圧縮方向斜材の平均応力度を求めるためのものである。実験において終局耐力を生じる前の加力サイクルで計測した斜材の圧縮応力を基に平均圧縮応力度と最大圧縮応力度を計算し、平均値を最大値で除して求めた。Table 5にガイドスチールありの試験体について求めた α_g の一覧を示す。



Photo 5 試験体Jgs2の最終破壊状況
Failure State of Specimen Jgs2

Table 5 鋳鉄ブロック壁板耐力算定のための補正係数 α_g
Coefficient for Average Compressive Stress of Casting Blocks

試験体	斜材の応力度 (N/mm ²) ※圧縮を正とする							平均	最大	α_g
	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_5	σ_6	σ_7			
Jgs1	66	69	55	49	48	47	52	55	69	0.80
Jgs2	93	116	97	86	91	85	67	91	116	0.78
Jgs3	59	59	51	46	46	43	49	51	59	0.86
Ggs	158	167	134	123	131	134	88	134	167	0.80

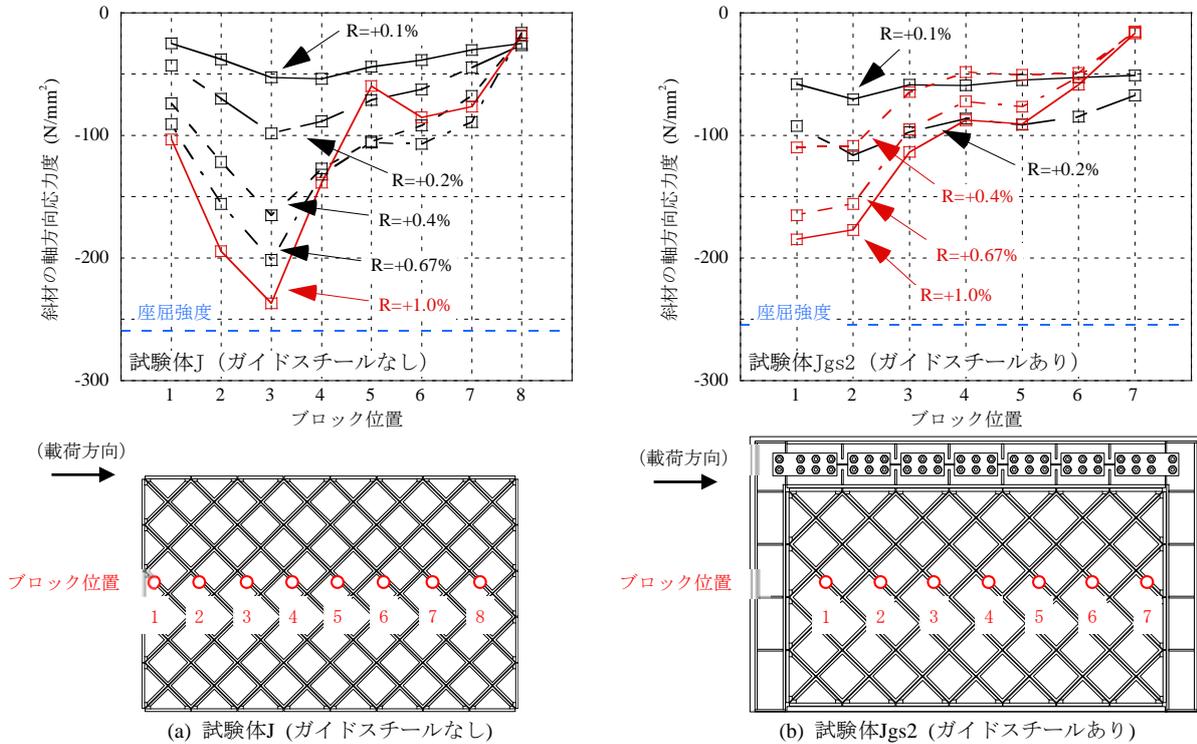


Fig. 9 試験体Jおよび試験体Jgs2の斜材の軸方向応力度推移
Axial Stress Progress of Casting Blocks in Specimen J and Specimen Jgs2

4. 終局耐力評価法

4.1 破壊形式

鉄製ブロックで補強した架構の終局時の破壊形式を、耐震改修設計指針²⁾に記される鉄骨系架構による補強を参考として、Fig. 10に示す2つのパターンに分類した。パターン1は、補強接合部にせん断すべりを生じ、引張側柱の柱頭部にパンチングシア破壊を起こす破壊形式であり、パターン2は、鉄製ブロック壁板の斜材が圧縮座屈し、RC造柱がせん断破壊または曲げ破壊する場合である。

4.2 終局耐力評価式

補強架構の終局耐力は、耐震改修設計指針²⁾の考え方に準じ、各構成要素の耐力の累加で表したパターン1の耐力(Q_{SU1})とパターン2の耐力(Q_{SU2})をそれぞれ求め、小さい方を終局耐力評価値(Q_{SU})とする。

$$Q_{SU} = \min(Q_{SU1}, Q_{SU2}) \quad (\text{N}) \quad (1)$$

4.2.1 パターン1 パターン1の耐力は、補強接合部の耐力(Q_J)、引張側柱頭のパンチングシア耐力(pQ_C)、圧縮側柱の耐力($\alpha \times Q_C$)の和で表す。

$$Q_{SU1} = Q_J + pQ_C + \alpha \cdot Q_C \quad (2)$$

ここに、 α は変形状態を考慮した低減係数であり、せん断破壊の場合 $\alpha = 1.0$ 、曲げ破壊の場合は $\alpha = 0.7$ とする。

補強接合部の耐力は、既存躯体とガイドスチール(以下、本項においてはGSと略す)の間およびGSと鉄製ブロックの間の2箇所の接合部におけるせん断耐力を計算し、小さい方を採用する。

$$Q_J = \min(Q_{Ja}, Q_{Jb}) \quad (\text{N}) \quad (3)$$

Q_{Ja} は既存躯体とGS間の接合部せん断耐力であり、接着による耐力と併用アンカーによる耐力の和として表す。

$$Q_{Ja} = 0.12F_c \cdot A_{ad} + \min(0.5\sigma_{ay}, 0.3\sqrt{E_c \cdot F_c}) \cdot \sum a_a \quad (\text{N}) \quad (4)$$

F_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

A_{ad} : 既存躯体とGS間の接着面積(mm²)

σ_{ay} : 併用アンカーの降伏強度(N/mm²)

$\sum a_a$: 併用アンカーの全断面積(mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

なお、式(4)は既往の3Q-Wall工法と同じ評価式である。

Q_{Jb} は鉄製ブロックとGS間の接合部せん断耐力であり、終局耐力に至るまでは斜材の応力が比較的均一であったことから、せん断応力は接着面に均等に分布するものと仮定する。

$$Q_{Jb} = \tau_b \cdot A_b \quad (\text{N}) \quad (5)$$

τ_b : 鉄製ブロックとGS間の接着せん断強度(N/mm²)であり、本実験においてはGSにブラ

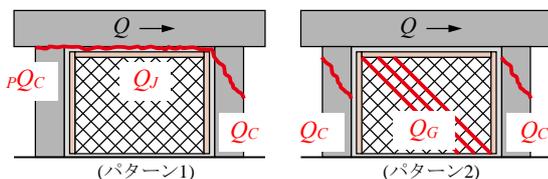


Fig. 10 補強架構の破壊形式
Failure Pattern of Retrofitted Frame

スト処理をしていないため、要素実験結果 (Table 1のNo. 5)を参考に、 $\tau_b = 4.0$ とする。

A_b : 鉄製ブロックとGS間の接着面積(mm²)

柱頭のパンチングシア耐力は、耐震改修設計指針²⁾に準じて、次の耐力平均式により計算する。

$$pQ_C = K_{av} \times \tau_0 \times b \times D \quad (\text{N}) \quad (6)$$

$$\begin{cases} 0 \leq \sigma \leq 0.33F_c - 2.75 \text{ のとき} \\ \tau_0 = 0.98 + 0.1F_c + 0.85\sigma \quad (\text{N/mm}^2) \\ 0.33F_c - 2.75 < \sigma \leq 0.66F_c \text{ のとき} \\ \tau_0 = 0.22F_c + 0.49\sigma \quad (\text{N/mm}^2) \\ 0.66F_c < \sigma \text{ のとき} \\ \tau_0 = 0.22F_c + 0.49 \cdot (0.66F_c) \quad (\text{N/mm}^2) \end{cases} \quad (7)$$

$$\sigma = p_{ge} \cdot \sigma_y + \sigma_{oe} \quad (8)$$

$$K_{av} = \frac{0.58}{0.76 + a/D} \quad (9)$$

b : 柱幅(mm)

D : 柱せい(mm)

p_{ge} : $b \times D$ に対する柱の全主筋断面積の比

σ_y : 柱主筋の降伏強度(N/mm²)

σ_{oe} : $b \times D$ に対する柱軸方向応力度(N/mm²)

a : 鉄製ブロック壁から柱に伝達される水平力が集中的に作用すると仮定したときの作用点から柱頭梁フェイス位置までの距離(mm)であり、 $a = 50$ mmとする。

柱の耐力は、せん断強度を荒川mean式により、曲げ強度を耐震改修設計指針²⁾に準じて算定し、小さい方の値を採用する。

4.2.2 パターン2 パターン2の耐力は、鉄製ブロック壁板の耐力(Q_G)、引張側および圧縮側柱の耐力(いずれも $\alpha \times Q_C$)の和で表す。

$$Q_{SU2} = Q_G + \alpha \cdot Q_{C1} + \alpha \cdot Q_{C2} \quad (\text{N}) \quad (10)$$

鉄製ブロック壁板の耐力は、圧縮斜材に非弾性座屈を生じるときの水平力とする。

$$Q_G = \frac{\alpha_g \cdot n_g \cdot \sigma_{gb} \cdot A_g}{\sqrt{2}} \quad (\text{N}) \quad (11)$$

$$\sigma_{gb} = \left\{ 1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} \cdot F \quad (\text{N/mm}^2) \quad (12)$$

α_g : 3.2.4項(Table 5)に述べた補正係数

n_g : 鉄製ブロック壁の水平断面を横切る同一方向の斜材の本数

σ_{gb} : 斜材の座屈強度(N/mm²)

A_g : 斜材の鉄製部分の断面積(mm²)

λ : ブロックの1辺の細長比

Λ : 限界細長比

F : 鉄製の0.2%耐力(N/mm²)

引張柱および圧縮柱の耐力は、パターン1と同様に計算する。

4.2.3 終局耐力の実験値と評価値の比較 Table 6 およびFig. 11にRC造架構のみの試験体Fとガイドスチールを用いた試験体について、終局耐力の実験値と評価値の比較を示す。ガイドスチールを用いた試験体はいずれ

もパターン1の破壊形式であったことから、 Q_{SU} は式(2)による評価値である。また、試験体Jgs3の Q_I は、せん断すべりが先行したガイドスチールの長さ分の接着面積を除いて計算した。5体の試験体については、終局耐力実験値と終局耐力評価値の比が0.93~1.10であり、実験の終局耐力は±10%程度の範囲で表わされた。

5. 施工実験

作業性を考慮して、1つの鋳鉄ブロックの重量は20kgfを超えないよう鋳鉄ブロックの実大寸法を決定した。四角形ブロックは、1辺の長さを281.8mm、辺の幅を90mm、厚さを24mmとした。

施工時の手順や作業性を検討するため、実大の鋳鉄ブロックを用いた施工実験を実施した。Photo 6に施工実験の実施状況、Photo 7に製作した実大試験体(ガイドスチールは仕上げ材で覆った状態)を示す。鋳鉄ブロック壁板の大きさは、長さ3.2m(8列)×高さ2.4m(6段)とし、ガイドスチールのせいは150mm程度とした。耐震壁構築後、既存躯体との取り合い部分は、ボード貼りの化粧仕上げとした。Table 7に示すように、ガイドスチールの仕上げを含む壁板部分の施工には6日を要した。

施工実験においては、壁を精度よく立ち上げるため、2~3段先まで仮組みしてブロックの位置を確認してからブロック相互の接着を行っており、この作業に最も時間を要した。今後の課題として、ブロックをより早く、精度よく組積するための治具の検討等が挙げられる。

6. まとめ

鋳鉄製ブロックを接着しながら組積し、斜め格子形状の耐震壁を構築する補強工法について、要素実験および構造性能実験を実施し、終局耐力評価法を検討した。ま

た、実大ブロックを用いた施工実験を実施した。得られた結果を以下に示す。

- 1) 表面状態や接着層厚さの異なる鋳鉄板または鋼板同士をエポキシ樹脂接着剤で接着したときのせん断強度を要素実験により確認した。
- 2) 鋳鉄ブロック相互の接着は、初期剛性を確保するためには必要であるが、終局耐力評価において、壁板の引張強度は無視してよい。
- 3) 本工法において、ガイドスチールは特定の斜材への応力集中を緩和する効果がある。また、想定する接合部破壊を生じさせるため、本工法ではガイドスチールを用いる必要がある。
- 4) ガイドスチールを用いた試験体の終局耐力は、各構成要素の耐力を累加することにより、±10%程度の範囲で評価できた。
- 5) 施工実験においては、鋳鉄ブロックの組積精度確保に特に時間を要しており、その時間短縮が今後の課題である。

本工法は耐震壁設置後も室内の明るさや見通しを確保できることから、ホテルや店舗等の補強に適している。

参考文献

- 1) 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, 2004.12
- 2) 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改修設計指針・解説, 2001.10

Table 6 終局耐力実験値と評価値の比較
Comparison of Test and Calculation about Ultimate Strength

試験体	実験値 (kN)	評価値 (kN)				実験値/評価値
		Q_{SU}	Q_I	rQ_C	Q_C	
F	143.7	146		73	0.98	
Jgs1	432.0	399	104	218	1.08	
Jgs2	564.7	515	213	224	1.10	
Jgs3	355.4	384	*71	233	0.93	
Ggs	723.3	704	392	233	1.03	

※すべりが先行したガイドスチールの長さ分の接着面積を除いて計算

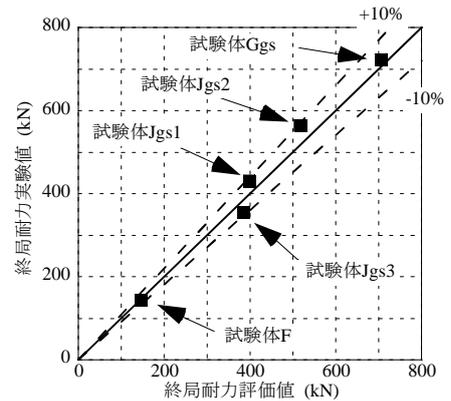


Fig. 11 終局耐力実験値と評価値の比較
Comparison of Test and Calculation about Ultimate Strength

Table 7 施工実験における作業日数
Working Days of Each Process in Construction Test

作業内容	日数
柱側のガイドスチール設置	1
鋳鉄ブロック養生	0.5
鋳鉄ブロック組積	2.5
壁上部のガイドスチール設置	1
壁外周化粧仕上げ	1

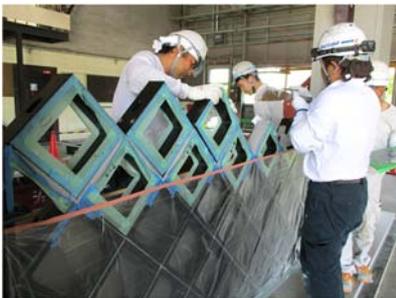


Photo 6 施工実験の作業状況
Construction Test using Mock-up Wall



Photo 7 実大試験体
Mock-up of Casting Block Wall