

RC 造耐震壁の配筋合理化に関する実験的研究

Experimental Study on Rationalization of Bar Arrangement for R/C Wall

久保 佳祐 ^{*1}	片岡 隆広 ^{*1}	村上 秀夫 ^{*1}
Keisuke Kubo	Takahiro Kataoka	Hideo Murakami
山田 大 ^{*2}	田中 逸郎 ^{*2}	青木 研 ^{*2}
Hiroshi Yamada	Itsuro Tanaka	Ken Aoki

要旨

現場打ち RC 造耐震壁において、壁縦筋と梁筋・梁貫通孔・SRC 梁の梁鉄骨などが干渉し、施工性が悪くなる場合がある。そこで、壁縦筋をこれと同程度の鉄筋量を有するシングル配筋の鉄筋（集約筋）に集約し、壁縦筋と集約筋をあき重ね継手によって接続することで、施工性の改善を図る工法を開発した。本報告では、本工法を適用した RC 造耐震壁のせん断終局耐力と曲げ終局耐力を確認する目的で実施した架構実験について報告する。実験結果より、本工法を適用した RC 造耐震壁のせん断終局耐力および曲げ終局耐力は、在来工法の RC 造耐震壁と同様に、既往の耐力評価式によって、安全かつ適切に評価することができる。

キーワード：RC 造耐震壁 集約筋 あき重ね継手 せん断終局耐力 曲げ終局耐力

1. はじめに

現場打ち RC 造耐震壁の壁筋をダブル配筋とした場合、壁縦筋と梁筋が互いに干渉し、配筋工事が煩雑となる場合がある。そこで、筆者らは、図 1 に示すように壁縦筋をこれと同程度の鉄筋量を有するシングル配筋の鉄筋（以下、集約筋）に集約して梁内に定着し、壁縦筋と集約筋をあき重ね継手によって相互に応力を伝達する工法（以下、本工法）を開発した。本工法の特徴として、図 2 に示すように壁縦筋は梁下まで配筋し、梁筋を落とし込んだ後に壁縦筋の継

手として集約筋を配筋する施工手順とすることで、梁筋を落とし込む際に壁縦筋と梁筋が干渉せず、施工の合理化を実現することができる。また、壁縦筋と梁貫通孔が干渉する場合や壁縦筋と SRC 造梁鉄骨が干渉する場合においても、本工法を採用することで、施工の合理化や省力化を実現することが可能になる。

本報告では、本工法を適用した RC 造耐震壁のせん断終局耐力と曲げ終局耐力を確認する目的で実施した架構実験について報告する。なお、本報告は、2023 年度日本建築学会大会で発表した論文¹⁾²⁾を加筆修正したものである。

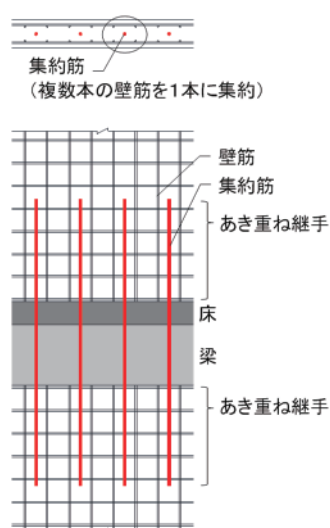


図 1 本工法の概要

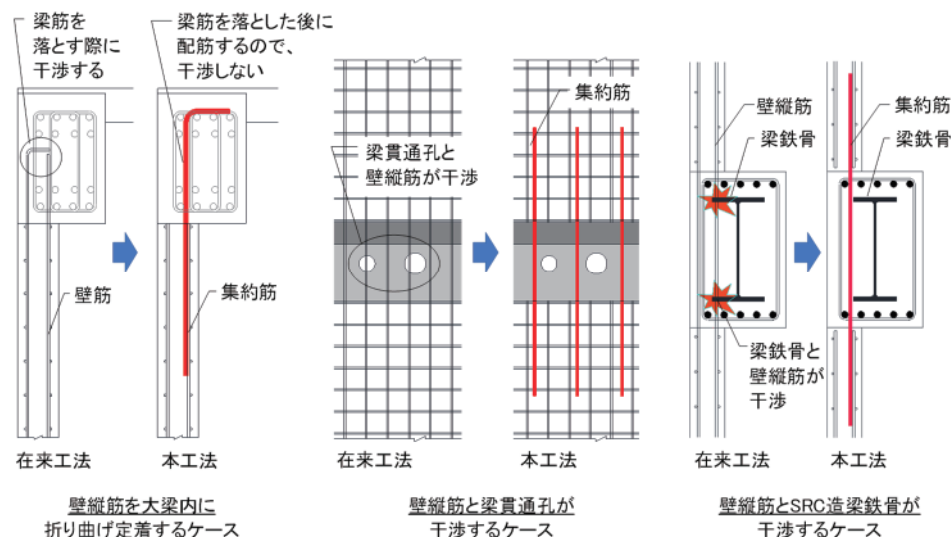


図 2 本工法の特長

*1 技術研究所 *2 設計本部 建築設計第 2 部

2. 架構せん断実験

2.1 試験体

表 1 に試験体一覧、表 2 に材料試験結果、図 3 に試験体形状および配筋図を示す。試験体総数は 4 体とし、いずれの試験体も実大の 1/2～1/2.5 スケール、1.5 層の RC 造無開口耐震壁、柱型と梁型とスタブで耐震壁を囲む試験体形状とした。破壊機構は、せん断破壊先行型として計画した。

表 1 試験体一覧

試験体名	工法	コンクリート	壁縦筋	集約筋	
				配筋	継手長さ
S-1	在来工法	Fc24	D6(SD295) @80ダブル	—	
S-2	本工法	Fc24		D10(SD295) @80シングル 千鳥配置	L ₁ - 5d _b (300mm)
S-3		Fc60			L ₁ - 5d _b (250mm)
S-4		Fc24		D10(SD345) @80シングル 一列配置	L ₁ - 10d _b (300mm)

表 2 材料試験結果

試験体名	コンクリート 圧縮強度 N/mm ²	柱主筋 降伏強度 N/mm ²	帯筋 降伏強度 N/mm ²	壁筋 降伏強度 N/mm ²	集約筋 降伏強度 N/mm ²
S-1	16.5	532	388		—
S-2	17.1				352
S-3	54.1				
S-4	18.3				355

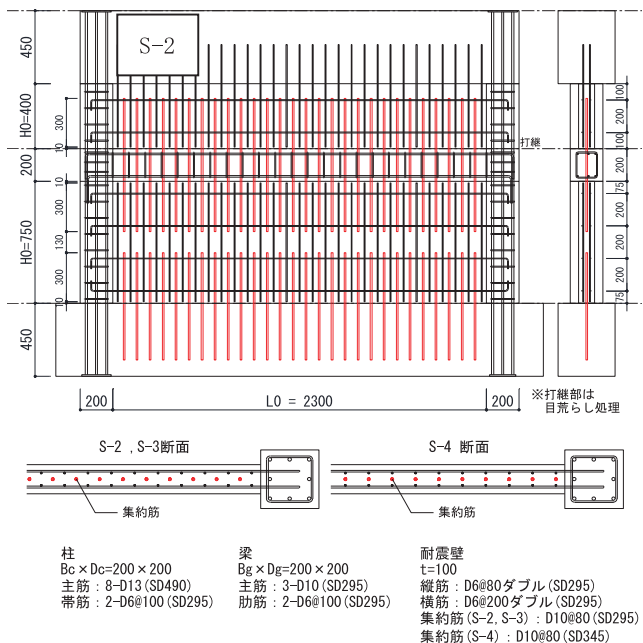


図 3 試験体形状および配筋図

変動要因は、工法（在来工法、本工法）、コンクリート強度（Fc24、Fc60）、集約筋の配筋（D10(SD295)で壁縦筋と千鳥配置、D10(SD345)で壁縦筋と一列配置）、継手長さ（L₁ - 5d_b、L₁ - 10d_b）とした。ここで、L₁は「鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」³⁾に示されている直線重ね継手の長さであり、基準となる鉄筋径は集約筋の呼び径、基準となる鉄筋強度は集約筋の規格強度とした。なお、L₁はコンクリート強度や集約筋の規格強度に応じて定まる長さなので、S-2 と S-3 の継手長さはいずれも L₁ - 5d_b であるが、実長が異なっている。また、S-2 の継手長さは L₁ - 5d_b、S-4 の継手長さは L₁ - 10d_b であるが、実長が等しくなっている。

集約筋の間隔は壁縦筋と同じとし、2 本の壁縦筋を 1 本に集約する計画とした。S-2 と S-3 は、集約筋に SD295 材を用い、集約筋と壁縦筋を千鳥に配置し、集約筋と壁縦筋が一行に並ばない配筋とした。一方、S-4 では、集約筋に SD345 材を用い、集約筋と壁縦筋が一行に並ぶ配筋とした。

表 3 に集約率を示す。集約率は、壁縦筋量に対する集約筋量の比と定義し、(1) 式により算定した。ここで、鉄筋量とは、鉄筋の断面積と降伏強度の積とする。実験計画時には、S-2 と S-4 で集約率の影響を確認する計画であった。しかし、材料試験を実施した結果、S-2 の集約筋 D10 (SD295) と S-4 の集約筋 D10 (SD345) の降伏強度が同程度であったため、結果的に S-2 と S-4 の集約率は 1.0 前後で同程度になった。

集約率 α

$$\alpha = \frac{\sum (int a \cdot int \sigma_y)}{\sum (wv a \cdot wv \sigma_y)} \quad (1)$$

int a：集約筋の断面積(mm²)

int σ_y ：集約筋の降伏強度(N/mm²)

wv a：壁縦筋の断面積(mm²)

wv σ_y ：壁縦筋の降伏強度(N/mm²)

表 3 集約率

試験体名	実験計画時			材料試験結果		
	想定降伏強度 N/mm ²		集約率	降伏強度 N/mm ²		集約率
	集約筋	壁縦筋		集約筋	壁縦筋	
S-2、S-3	295	295	1.08	352	388	0.98
S-4	345		1.30	355		1.02

2.2 実験方法

図 4 に荷重装置を示す。荷重は、片持ち形式とし、一定軸力下（柱軸力比で 0.2）での正負交番繰返し荷重とした。

載荷スケジュールは、変形角 $R = \pm 0.4 \times 10^{-3} \text{rad}$ を 1 サイクル、 $R = \pm 1, 2, 4, 6.67, 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ を 2 サイクルずつ載荷した後、 $R = +15 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで載荷した。なお、変形角は、上スタブの水平変位を、下スタブ天端からの加力心高さ H ($=1575 \text{mm}$) で除して算定した。

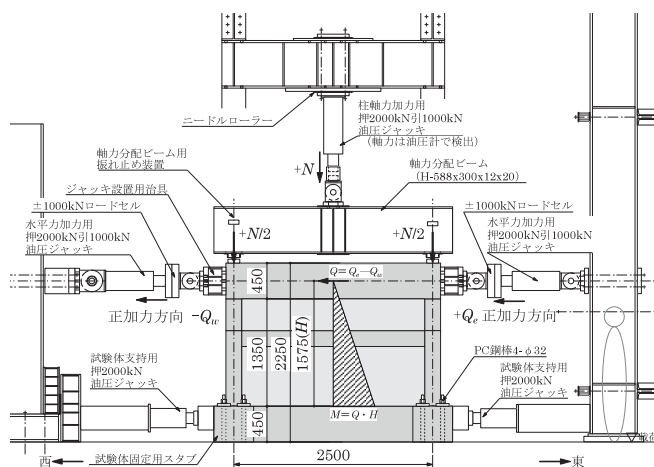


图 4 载荷装置

2.3 実験結果および考察

図5にQ-R関係(S-2)、写真1に破壊状況(S-2、R=6.67×10⁻³rad)を示す。いずれの試験体もR=0.4×10⁻³radまでに、側柱の引張縁に曲げひび割れ(FC)、耐震壁にせん断ひび割れ(SC)が発生した。その後、R=2.0×10⁻³radに向かう途中で側柱にせん断ひび割れ(ESC、WSC)が発生した。そして、R=4.0×10⁻³radに向かう途中で壁横筋が降伏(WhY)し、R=5.0~6.5×10⁻³rad時に下側壁でせん断破壊に至った。

破壊経過、最終破壊状況に関して、工法が異なる S-1 と S-2 に有意な差は認められなかった。また、壁縦筋と集約筋の位置関係が異なる S-2 と S-4 にも差はなかった。なお、いずれの試験体も、集約筋や壁縦筋に沿った付着ひび割れは、最終破壊状況でも確認されなかった。

図 6 に Q-R 関係包絡線比較を示す。Q-R 関係包絡線に関して、在来工法の S-1 と本工法の S-2 を比較すると、剛性、最大耐力、最大耐力時の変形角は同程度であり、有意な差は認められなかった。また、集約筋の配筋が異なる S-2 と S-4 にも剛性、最大耐力、最大耐力時の差は見られなかった。

表 4 および図 7 に最大耐力実験値とせん断終局耐力計算値の比較を示す。なお、せん断終局耐力計算値は(2)式⁴⁾⁵⁾により算定した。

計算値に対する実験値の比（実験値／計算値）は 1.58～1.67 で、いずれの試験体も同程度であった。このことから、本工法を適用した RC 造耐震壁のせん断終局耐力は、在来工

法の RC 造耐震壁と同様に、(2)式によって安全側に評価することができる。

【ひび割れ】

FC	: 柱曲げひび割れ発生時	SC	: 壁せん断ひび割れ発生時
ESC	: 東側柱せん断ひび割れ発生時	WSC	: 西側柱せん断ひび割れ発生時
CSC	: 剛性・耐力低下を伴う壁せん断ひび割れ発生時		

【鉄筋降伏】

CTY : 柱主筋引張降伏時	CCY : 柱主筋壓縮降伏時
WvY : 壁縱筋引張降伏時	WhY : 壁橫筋引張降伏時
WiY : 集約筋引張降伏時	

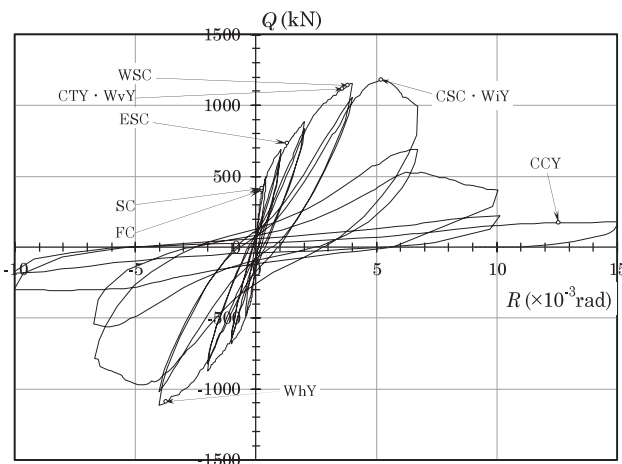


図 5 Q-R 関係 (S-2)

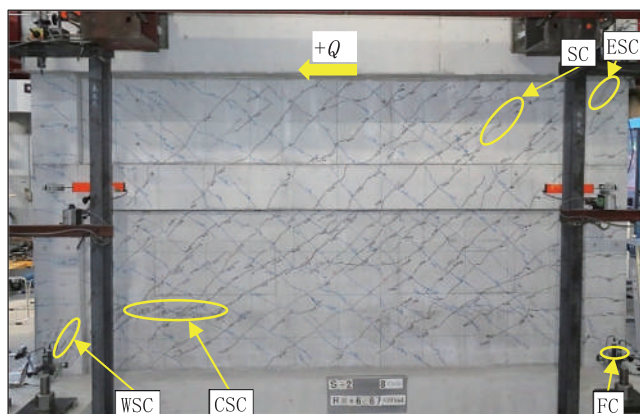
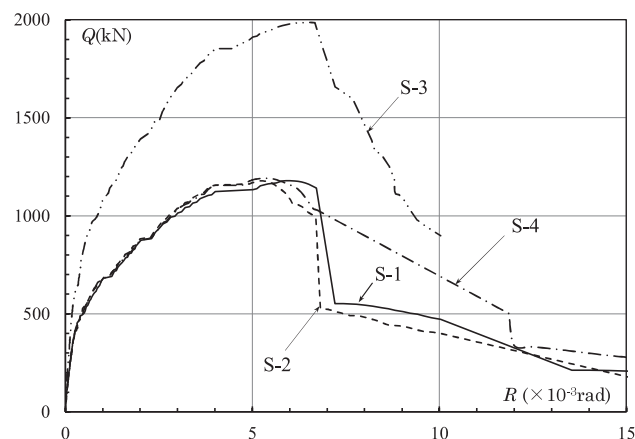
写真 1 破壊状況 (S-2、 $R=6.67 \times 10^{-3} \text{ rad}$)

圖 6 Q—R 關係包絡線比較

せん断終局耐力評価式（広沢 mean 式）⁴⁾⁵⁾

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{\sqrt{\frac{M}{Ql} + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot t_e \cdot j$$

(2)

Q_{su} ：せん断終局耐力(N)

p_{te} ：等価引張鉄筋比(%)

F_c ：コンクリート設計基準強度(N/mm²)

M/Q ：シアスパン(mm)

l ：柱付き耐震壁の全長

p_{wh} ： t_e に対する耐震壁のせん断補強筋比

σ_{wh} ：耐震壁のせん断補強筋降伏強度(N/mm²)

σ_0 ：平均軸方向応力度(N/mm²)

t_e ：等価壁厚(mm)

j ：応力中心間距離(mm)

表 4 最大耐力実験値とせん断終局耐力計算値の比較

試験体名	変動要因			最大耐力 実験値	せん断 終局耐力 計算値	実験値 計算値
	工法	コンクリート	集約筋と 壁縦筋の 配置	kN	kN	
S-1	在来工法	Fc24	—	1,179	708	1.67
S-2	本工法	Fc24	千鳥	1,178	721	1.63
S-3		Fc60	一列	1,987	1,260	1.58
S-4		Fc24		1,192	734	1.62

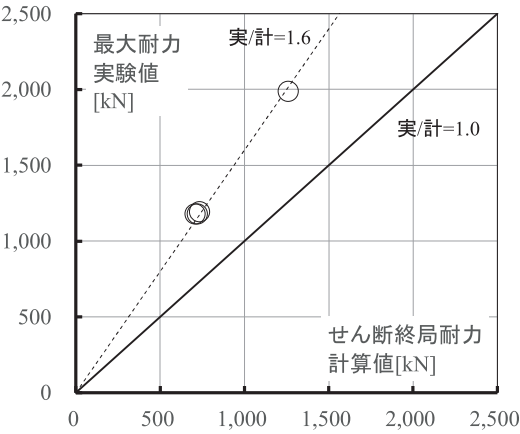


図 7 最大耐力実験値とせん断終局耐力計算値の比較

3. 架構曲げ実験

3.1 試験体

表 5 に試験体一覧、表 6 に材料試験結果、図 8 に試験体形状および配筋図を示す。試験体総数は 4 体とし、いずれの試験体も実大の 1/2～1/2.5 スケール、1.5 層の RC 造無開口耐震壁、柱型と梁型とスタブで耐震壁を囲む試験体形

状とした。破壊機構は、曲げ降伏先行型として計画した。

変動要因は、工法（在来工法、本工法）、コンクリート強度（Fc24、Fc60）、集約筋の配置（壁心、面外偏心）とした。

集約率は、試験体製作前に実施した材料試験結果をもとに、おおむね 1.0 になるように計画した。また、集約筋と壁縦筋の継手長さ L_1 は、架構せん断実験と同様に集約筋の呼び径と規格強度を基準に定め、F-2 と F-3 は $L_1=40d_b$ 、Fc60 の F-4 は $L_1=30d_b$ とした。

表 5 試験体一覧

試験体名	工法	コンクリート	壁縦筋	集約筋			集約率
				配筋	継手長さ	配置	
F-1	在来工法	Fc24	D6 (SD295) @80 ダブル	—			
F-2	本工法			D13 (SD345) @170 シングル	L ₁ (520mm)	壁心	1.01
F-3						面外偏心	
F-4					Fc60	L ₁ (390mm)	

表 6 材料試験結果

試験体名	コンクリート 圧縮強度 N/mm ²	柱主筋 降伏強度 N/mm ²	帯筋 降伏強度 N/mm ²	壁筋 降伏強度 N/mm ²	集約筋 降伏強度 N/mm ²
F-1	20.2	339	442		—
F-2	21.2				382
F-3	21.4				
F-4	62.0				

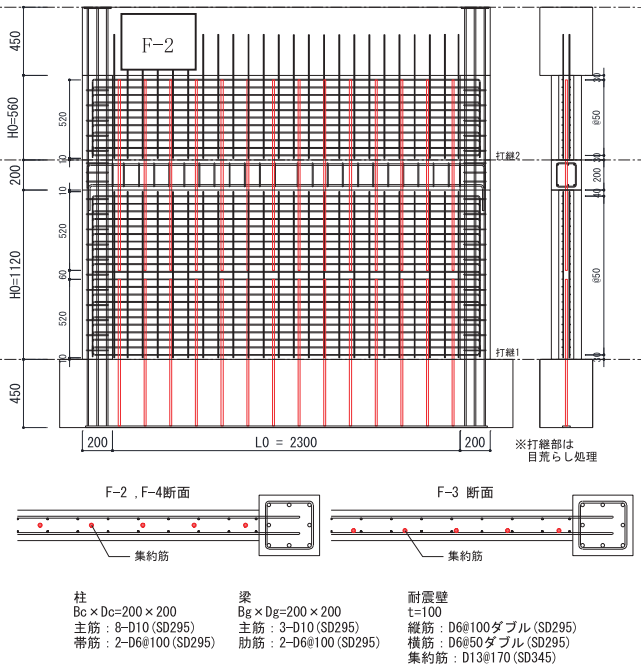


図 8 試験体形状および配筋図

3.2 実験方法

図 9 に荷重装置を示す。荷重は、片持ち形式とし、一定軸力下（柱軸力比で 0.2）での正負交番繰返し荷重とした。

荷重スケジュールは、変形角 $R = \pm 0.4$, $1 \times 10^{-3} \text{rad}$ で 1 サイクル、 $R = \pm 2, 4, 6.67, 10, 15 \times 10^{-3} \text{rad}$ で 2 サイクルずつ荷重した後、 $R = 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで荷重した。なお、変形角は、上スタブの水平変位を、下スタブ天端からの加力心高さ H ($=2105 \text{mm}$) で除して算定した。

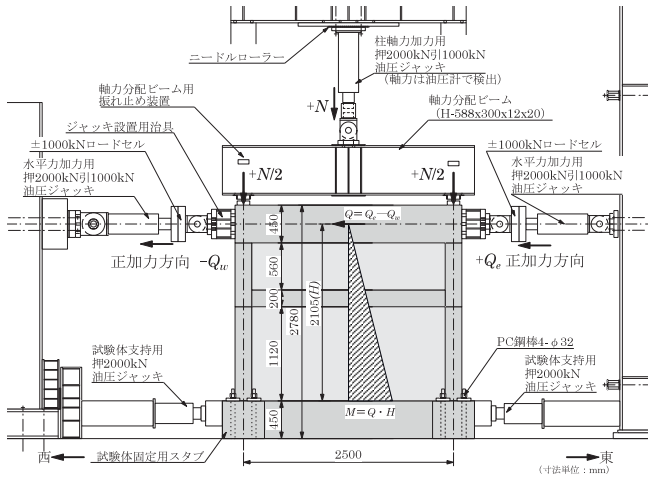


図 9 荷重装置

3.3 実験結果および考察

図 10 に $Q-R$ 関係 (F-2)、写真 2 に破壊状況 (F-2、 $R = 30 \times 10^{-3} \text{rad}$) を示す。いずれの試験体も、 $R = 0.4 \times 10^{-3} \text{rad}$ までに側柱の引張縁に曲げひび割れ (FC)、耐震壁にせん断ひび割れ (SC) が発生した。その後、引張側柱主筋の降伏 (CTY)、集約筋の降伏 (WiY)、壁縦筋の降伏 (WvY) を経て、 $R = 4.0 \sim 6.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大耐力に至った。そして、圧縮側の柱脚および壁脚部のコンクリートが圧壊 (CC) し、耐力低下に至った。

破壊経過と最終破壊状況に関して、工法が異なる F-1 と F-2 に有意な差は認められなかった。また、集約筋の配置が異なる F-2 と F-3 にも差はなかった。なお、いずれの試験体も、集約筋や壁縦筋に沿った付着ひび割れは、最終破壊状況でも確認されなかった。

図 11 に $Q-R$ 関係包絡線比較を示す。なお、限界変形角は、最大耐力の 80% まで耐力低下した時の包絡線上の変形角とした。

$Q-R$ 関係包絡線に関して、在来工法の F-1 と本工法の F-2 を比較すると、初期剛性、最大耐力、最大耐力時の変形角は同程度であったが、限界変形角は、F-1 より F-2 の方が小さかった。また、集約筋を偏心させていない F-2 と集約筋を面外偏心させた F-3 を比較すると、剛性、最大耐力、

最大耐力時の変形角は同程度であったが、限界変形角は F-2 より F-3 の方が若干小さかった。Fc24 の F-2 と Fc60 の

【ひび割れ】

FC : 柱曲げひび割れ発生時 SC : 壁せん断ひび割れ発生時
ESC : 東側柱せん断ひび割れ発生時 WSC : 西側柱せん断ひび割れ発生時
CC : 柱脚および壁脚の圧壊発生時

【鉄筋降伏】

CTY : 柱主筋引張降伏時 CCY : 柱主筋圧縮降伏時
WvY : 壁縦筋引張降伏時 WhY : 壁横筋引張降伏時
WiY : 集約筋引張降伏時

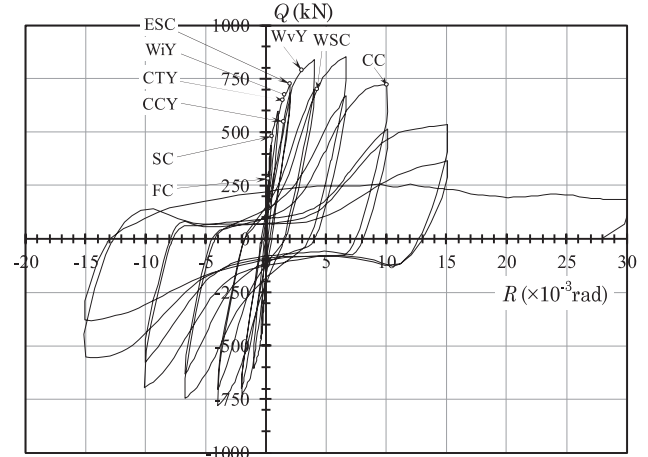


図 10 $Q-R$ 関係 (F-2)

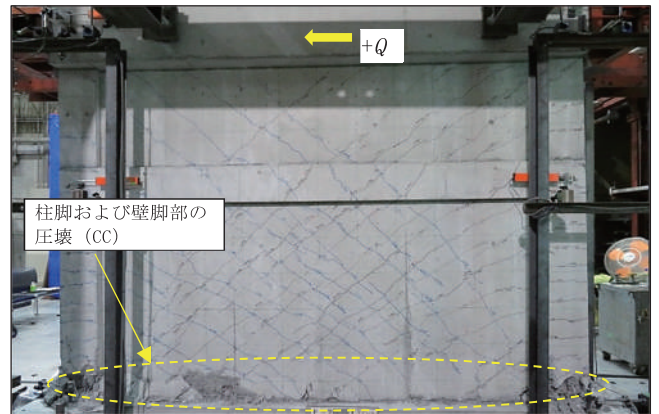


写真 2 破壊状況 (F-2、 $R = 30 \times 10^{-3} \text{rad}$)

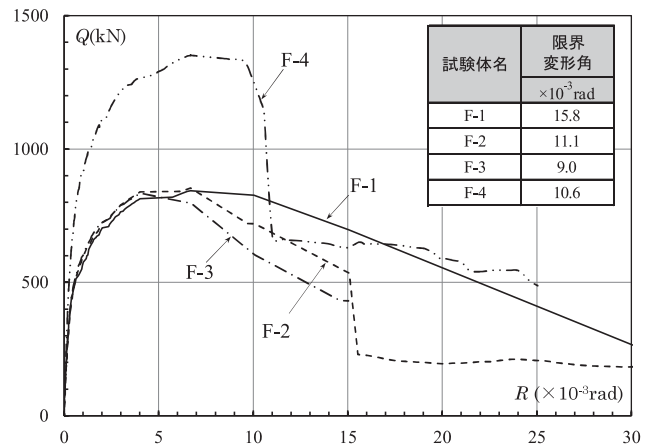


図 11 $Q-R$ 関係包絡線比較

F-4 を比較すると、F-4 の方が F-2 より、最大耐力以降の耐力低下の度合いが著しかった。

表 7 および図 12 に最大耐力実験値と曲げ終局耐力計算値の比較を示す。なお、曲げ終局耐力計算値は(3)式⁴⁾⁵⁾により算定し、F-2～4 の計算値は、同式中の「耐力壁縦筋」を「集約筋」に読み替えて算定した。

計算値に対する実験値の比（実験値／計算値）は 1.00～1.11 で、いずれの試験体も同程度であった。このことから、本工法を適用した RC 造耐震壁の曲げ終局耐力は、在来工法の RC 造耐震壁と同様に、(3)式によって精度良く評価することができる。

曲げ終局耐力評価式（略算式）⁴⁾⁵⁾

$$Q_{mu} = (a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5N \cdot l_w) / H \quad (3)$$

Q_{mu} ：曲げ終局耐力(N)

a_t ：引張側柱主筋の全断面積(mm²)

σ_y ：引張側柱主筋の降伏強度(N/mm²)

l_w ：両側柱中心間距離(mm)

a_w ：耐震壁縦筋の全断面積(mm²)

σ_{wy} ：耐震壁縦筋の降伏強度(N/mm²)

N ：軸力(N)

H ：下スタブ天端からの加力心高さ(=2105mm)

4. まとめ

本工法を適用した RC 造耐震壁の架構せん断実験および架構曲げ実験を実施した結果、本工法に関して以下の知見が得られた。

- (1) せん断終局耐力は、在来工法の RC 造耐震壁と同様に、既往の耐力評価式によって安全側に評価できる。
- (2) 曲げ終局耐力は、在来工法の RC 造耐震壁と同様に、既往の耐力評価式によって精度良く評価できる。
- (3) 剛性および最大耐力時の変形角は、集約率が 1.0 程度であれば、在来工法の RC 造耐震壁と同程度である。
- (4) 限界変形角は、在来工法の RC 造耐震壁より小さくなる傾向がある。

表 7 最大耐力実験値と曲げ終局耐力計算値の比較

試験体名	変動要因			最大耐力 実験値	曲げ 終局耐力 計算値	実験値 計算値
	工法	コンクリート	集約筋の 配置			
				kN	kN	
F-1	在来工法	Fc24	一	844	821	1.03
F-2	本工法		壁心	854	834	1.02
F-3			面外偏心	834	835	1.00
F-4		Fc60	壁心	1,352	1,221	1.11

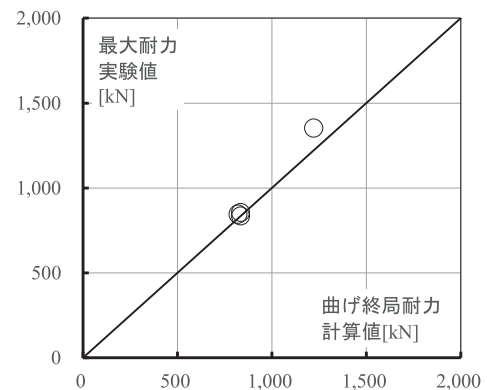


図 12 最大耐力実験値と曲げ終局耐力計算値の比較

謝辞

本研究は、千葉工業大学創造工学部建築学科中野研究室との共同研究として実施しました。本研究の遂行にあたり、多大なご指導、ご助言を賜った中野教授とご協力いただいた中野研究室の皆様に対し、ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 田中逸郎、久保佳祐、青木研、片岡隆広、村上秀夫、酒井裕基、中野克彦：RC 造耐震壁の配筋合理化に関する実験的研究 その 1 セン断実験、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造IV、pp. 159-160、2023. 9
- 2) 久保佳祐、新藏良太、青木研、片岡隆広、西内晃二、酒井裕基、中野克彦：RC 造耐震壁の配筋合理化に関する実験的研究 その 2 曲げ実験、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造IV、pp. 161-162、2023. 9
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説、2021. 3
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書、2020. 10
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説、2021. 2