

高強度コンクリートによる壁補強を行った RC 架構の実験的研究

(その2) 実験結果

東北地方太平洋沖地震 耐震壁 耐震補強
高強度コンクリート 载荷実験

正会員 ○高橋 広人*1 正会員 岡田 徹也*1
正会員 市之瀬 敏勝*1 正会員 前田 匡樹*2
正会員 Hamood ALWASHALI*2

1. はじめに

本報では、その1で示した試験体の実験結果を述べる。

2. 実験結果

Fig. 1 に試験体 WA, WB 荷重回転角包絡線と Hognestad Model¹⁾を用いた平面保持解析の結果を、Fig. 2 に $R = \pm 1.0\%$ サイクルの結果を示す。载荷サイクルは FEMA461²⁾ に則り、载荷時の上スタブの回転角 R を $\pm 0.036\%$ から $\pm 1.4\%$ まで 1.4 倍ずつ大きくしていき、各回転角 R において正負両方向へ 2 サイクル加力するものとした。

2.1 通常の壁補強試験体 WA

Fig. 3 に $R = \pm 0.70\%$ までのひび割れ図および最大耐力までに鉄筋の降伏が確認されたひずみゲージの位置を示す。载荷開始から荷重ピークにかけて、柱全体に水平方向のひび割れが徐々に増加したが、鉄筋の降伏は主に柱脚で発生していることから、引張変形は柱脚に集中していたと考えられる。

正載荷時に $R = +0.20\%$ の時に $+176\text{kN}$ 、負載荷時に $R = -0.27\%$ の時に -167kN の最大耐力に達した。

その後、 $R = \pm 0.37\%$ サイクルにおいて壁脚部とスタブを接合するアンカーのコーン状破壊による抜け出しが発生した。これにより、下端継手柱では $R = \pm 0.50\%$ の正載

荷時に継手部分における主筋の大きなずれが発生した。このことから、柱主筋が引張力を負担しないために正載荷時の顕著な耐力低下が生じたと考えられる。また、 $R = \pm 0.75\%$ サイクルの正載荷時に柱脚部にさらに多数のひび割れが発生した。これにより、Fig. 3 (a) の e に示すコンクリートの剥離が生じた。また、座屈した主筋は Fig. 4 (a) の f に示す壁側の 1 ヶ所のみであった。

一方で、中央継手柱では、柱脚部のひび割れの進行により $R = \pm 0.70\%$ サイクルの正載荷時に 90° 折り曲げの帯筋が開き、Fig. 3 (a) の g に示すコンクリートの剥離や主筋の座屈が発生した。また、 $R = \pm 1.0\%$ サイクルの負載荷時には引張変形が壁側の主筋に集中し、破断が発生した。これにより負載荷時の耐力の顕著な耐力低下が生じたと考えられる。また、壁側柱脚における主筋 1 本あたりが負担する引張力の増加に伴い、 $R = \pm 1.4\%$ サイクルにおいて 4 本の破断が発生した Fig. 5 の状態となり、加力を終了した。

中央継手柱のひずみ一回転角関係を Fig. 6 に示す。ひずみは、変位計測定位置の値を、柱中心位置の値に補正して算出した。引張時に比べて、圧縮時のひずみがとても小さい値をとっていることから、実建物の破壊状況から推測さ

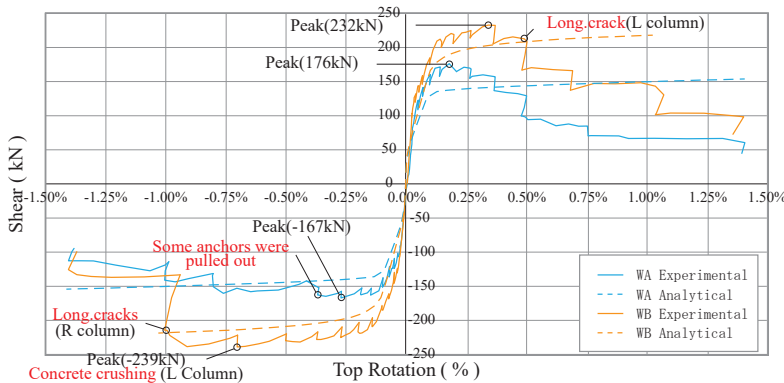


Figure 1. Load envelopes

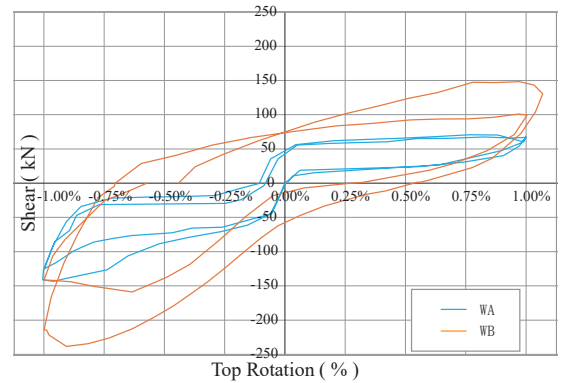
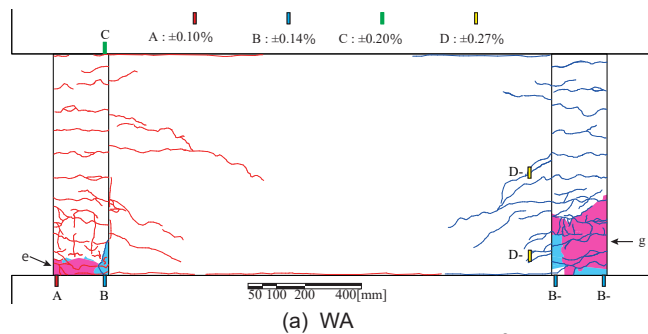
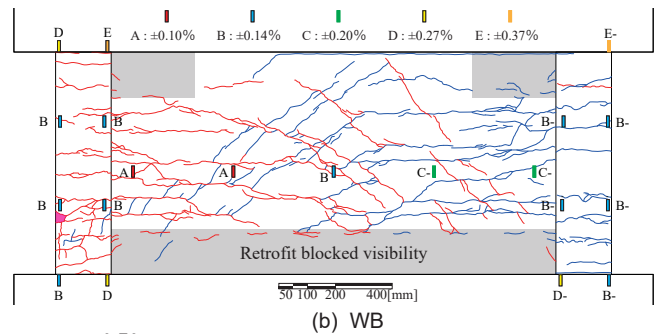


Figure 2. Measured cycles at $R = \pm 1.0\%$



(a) WA



(b) WB

Figure 3. Damage state after at $R = \pm 0.70\%$ cycles

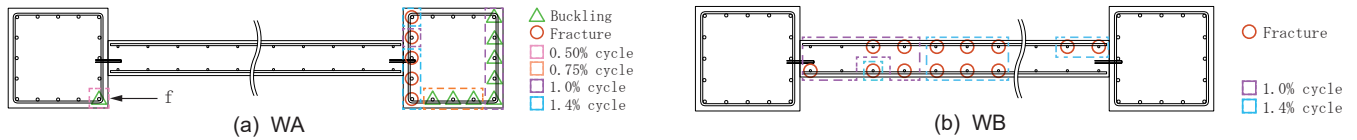


Figure 4. Locations of visible damage to reinforcement

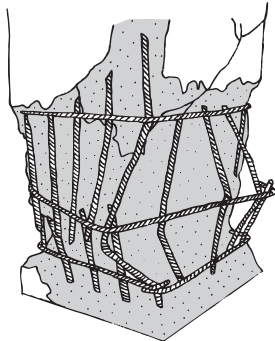


Figure 5. Damage at base of column with middle splice after unloading from $R=-2.0\%$ (WA)

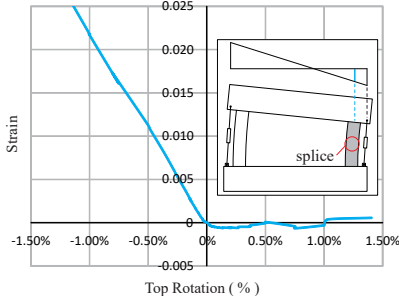


Figure 6. Strain-Top Rotation relationship of middle splice column (WA)

れた3階柱について、圧縮ひずみは小さい値を取りながらも、Fig. 5に示すように柱脚の破壊被害が大きかったことが実証された。

2.2 PC 鋼材による追加補強試験体 WB

Fig. 3 (b) に $R = \pm 0.70\%$ までのひび割れ図および最大耐力までに鉄筋の降伏が確認されたひずみゲージの位置を示す。ひび割れは壁柱ともに中央高さ付近から水平方向に生じる一方で柱脚や柱頭付近にはあまり生じなかった。試験体 WA で見られた壁脚部でのアンカー抜け出しが発生しなかった為、PC 鋼材による補強で壁筋の不定着が補完され、壁縦筋が曲げ変形時の引張力を負担し、降伏するに至ったと考えられる。また、柱主筋も中央高さ付近で降伏していることから、壁と柱が一体打ちの時と同様に曲げ変形をしたことにより、柱全体に引張力がほぼ一様に生じたと考えられる。

正載荷時で $R = +0.37\%$ の時、最大耐力 +232kN に達した。この時、下端継手柱では設置した全てのひずみゲージで主筋の降伏を確認した。これにより、 $R = +0.50\%$ サイクルにおける柱脚付近でのひび割れの急激な進行と、正載荷時の顕著な耐力低下が生じたと考えられる。一方、負載荷時で $R = -0.70\%$ の時、最大耐力 -239kN に達した。この時、下端継手柱脚でコンクリートの剥離が生じた。 $R = \pm 1.0\%$ サイクルでは、柱の継手部付近から壁にかけて連続したひび割れが拡大し、正載荷時には Fig. 4 (b) に示すように4本の壁縦筋の破断が発生した。負載荷時に引張となる壁右側の縦筋の破断は、最終の $R = \pm 1.4\%$ サイクルで2本破断するに留まった。

3. 計算耐力と実験耐力の比較

架構を基準強度 20N/mm^2 の一体打ちと見なした時のせん断強度 $Q_{su}^{3), 4)}$ 、既存架構にあと施工アンカーを用いた増設壁を加えたものと見なした時のせん断強度 ${}_wQ_{su}^{3)}$ 、曲げ終局強度 $M_u^{3), 4)}$ を仮想加力点高さ 4m で除して求めたせん断力

Table 1. Calculated and measured strength

		Calculated Strength (kN)			Measured Strength Q_{max} (kN)	R at Q_{max} (%)	R at $0.8Q_{max}$ (%)
		Q_{su}	${}_wQ_{su}$	Q_{mu}			
WA	Pos.	409	660	133	+176	+0.20	+0.37
	Neg.				-176	-0.27	-1.00
WB	Pos.			192	+232	+0.37	+0.50
	Neg.				-239	-0.70	-1.00

Table 2. Damage pattern of the specimens

	Wall	Column	
		Bottom splice	Middle splice
WA	Anchor pullout	Pullout of spliced bars from bottom of splice	Buckling and fracture
WB	Extensive cracking Fracture of vertical bars	Pullout of spliced bars from top of splice	Pullout of spliced bars from bottom of splice

Q_{Mu} 、実験時の最大耐力、最大耐力に達したときの回転角 R 、最大耐力の 80% まで低下したときの回転角 R を Table 1 に示す。

4. まとめ

本研究では、高強度コンクリートによる耐震補強を行った RC 架構について、東日本大震災による被害を再現した壁試験体と、それに対して有効と考えられる補強を施した壁試験体の静的載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 通常の壁補強をした壁試験体 WA では、東北地方太平洋沖地震で被災した鉄骨鉄筋コンクリート造 (SRC) 建物と同様の被害状況が、再現された。
- (2) Table 1 の実験値に示すように、通常補強壁試験体 WA に比べて追加補強試験体 WB は、強度において 30 ~ 40% の上昇と、変形能力の上昇が見られた。
- (3) PC 鋼材による補強の有無や継手位置の相違により、Table 2 のような破壊状況の相違が見られた。

謝辞 本研究は JSPS 科研費 17H03341 の助成を受けたものです。また実験の実施には、Lucas Laughery さん、半沢 守さん、井出 彩葉さん、孫 憬玥さんの協力を得た。ここに記して謝意を表します。

【参考文献】

- 1) Hognestad, E., Hanson, N.W. and McHenry, D. :Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, ACI journal Proceedings, Vol. 52, No. 4, pp.455-479, 1955.12
- 2) Federal Emergency Management Agency:Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components, FEMA461, 2007.6
- 3) 一般財団法人 日本建築防災協会、国土交通大臣指定耐震改修支援センター：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説、2007
- 4) 一般財団法人 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

*1 名古屋工業大学

*2 東北大学

*1 Nagoya Institute of Technology

*2 Tohoku University