ひび割れ誘発材に異形鉄筋を用いた RC 造耐震壁に関する
曲げ実験および解析的研究EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL STUDY ON REINFORCED CONCRETE FLEXURAL WALLS
WITH DEFORMED BARS AT CRACK CONTROL JOINTS AS CRACK INDUCERS松井亮夫*, 秦野敦史**, 井戸裕 勇樹***, 濱田 真****,
河南孝典*****, 谷 昌典*****, 西山峰広*****
Akio MATSUI, Atsufumi HADANO, Yuki IDOSAKO, Makoto HAMADA,
Takanori KANNAN, Masanori TANI and Minehiro NISHIYAMA

1/2-scale reinforced concrete walls were constructed and tested under static cyclic loading simulating earthquakes. The feature which distinguished these wall specimens from ordinary reinforced concrete walls was that the specimens had crack control joints with deformed bars inside. Finite element analyses were conducted to simulate the structural behavior of the walls tested. The analyses captured well their behavior such as flexural cracking load, load-displacement relationships and failure mechanisms. As far as this study was concerned, structural performance, such as initial stiffness, flexural cracking load and the ultimate load capacity of the walls with deformed bars at crack control joints were able to be well evaluated by design equations assuming the wall thickness be the one without crack control joints.

Keywords : reinforced concrete wall, drying shrinkage, crack control joint, crack-inducing bar, flexural walls test, FE analysis

RC 壁, 乾燥収縮, 誘発目地, 誘発鉄筋, 曲げ実験, 有限要素解析

1. はじめに

ひび割れ誘発材に異形鉄筋を用いたひび割れ誘発目地構法による RC 造耐震壁の構造性能について検討している著者らは, 過去に目地部に収縮ひび割れが発生したせん断破壊先行型の単層耐震壁試験体を用いた静的載荷実験¹⁾を行った。その結果, 目地部のひび割れ面での応力伝達性能は誘発材により低下することではなく, 耐震壁としての構造性能にも影響しないことが確認できた。また, 試験体の最大耐力は既往のせん断終局強度算定式で安全側に評価することができた。一方, 曲げ降伏が先行する連層耐震壁においても, 柱際周辺に目地を設けた場合などについて, 目地に起因する破壊が生じないことを確認する必要があると考えられる。石川²⁾らによれば, 目地の深さや位置によっては, 目地欠損が耐震壁のせん断耐力に影響を与えないという知見が, 目地付き単層耐震壁の載荷実験などから得られているが, これまでに目地付き連層耐震壁試験体を用いた研究例は少なく, 曲げ降伏先行型のものは存在しない。そこで本研究では, 中高層集合住宅における梁間方向の RC 造連層耐震壁下層部を想定し, 曲げ降伏先行型の 2 層耐震壁試験体を用いた静的載荷実験を行い, 耐震壁上下の梁に定着していないひび割れ誘発材が構造性能 (損傷性状, 曲げ耐力など) に与える影響について把握することを目的とした。また, 有限要素解

析プログラムを用いて, 実験を行った耐震壁の挙動追跡を行った。

2. 実験および考察

2.1 実験計画

2.1.1 試験体概要

試験体は実大の 1/2 スケールであり, 壁板と柱, 中間梁, 載荷梁および基礎スタブで構成される。試験体は計 2 体, 実験パラメータは誘発材径とし, その他の寸法, 配筋は共通である。試験体の諸元を表 1 に, 試験体形状および配筋と目地部の詳細を図 1, 図 2 に示す。また, コンクリートの調合を表 2, 使用材料の特性を表 3 に示す。コンクリートの骨材には壁体型枠への充填性を考慮して豆砂利(最大骨材径 15mm)を用いた。コンクリートの長さ変化測定を JIS A1129-2 に準じて行い, パッチの異なる 1 層目, 2 層目, 基礎スタブのそれぞれについて, コンクリートの自由収縮ひずみと打設後日数の関係を得た。

いずれの試験体も, 1 層あたりの壁内法高さ 1100mm, 壁内法長さ 2200mm, 壁板の厚さ 100mm, 柱断面 300×300mm, 中間梁断面 200×300mm とした。目地は 1 層あたり 3 本とし, 壁中央と両側柱際(目地中心位置が柱内面から 5mm)に幅 10mm, 深さ 10mm の寸法で設け, 目地底間寸法は 80mm とした。ひび割れ誘発材は上下の梁

* 浅沼組技術研究所調査研究グループ 博士(工学)
(元京都大学大学院)

** 東急建設建築本部構造設計部(元京都大学大学院)

*** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 博士後期課程

**** 熊谷組技術本部技術企画部

***** 熊谷組構造設計部構造第一グループ

***** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 准教授・博士(工学)

***** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士(工学)

Asanuma Corporation, Dr. Eng.

Tokyu Construction

Ph. D. Candidate, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ.

KUMAGAIGUMI CO., LTD.

KUMAGAIGUMI CO., LTD.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

トを作用させた。載荷履歴は、図中右側の変形を正とし、基礎スタブ上面からの高さ $h_0=2500\text{mm}$ (試験体内法高さ)での水平変位 δ に基づく全体変形角 $R(R=\delta/h_0)$ によって制御し、 $R=0.05\%$, 0.10% , 0.25% , 0.50% , 1.0% , 1.5% , 2.0% (FWP63R07 は 2.5% サイクル 1 回目まで)において各 2 回の正負交番載荷を行った。面外方向については、載荷梁の上部に緊結した 2 本の 50t ジャッキにより面外変形と振れを防止した。また、載荷によるひび割れ等の損傷を防止するため、載荷梁の材軸方向にプレストレス力(約 1000kN)を導入した。

図 4 載荷装置 (立面)

2.1.3 計測方法

水平荷重および鉛直荷重は、各ジャッキに取り付けたロードセルで計測した。各種変位は、図 5 に示すように、試験体の裏側(北面)に目地部および柱と壁の脚部に変位計を取付けて計測した。また、図 6 に示すように、鉄筋にひずみゲージを貼り付け、柱、中間梁では主筋と補強筋、壁板では縦筋、横筋および誘発材のひずみを計測した。

図 5 変位計による計測位置 (裏側)

図 6 鉄筋ひずみゲージ配置図

2.1.4 収縮ひび割れ発生状況

収縮ひび割れ発生状況を目視により観察し、クラックスケールを用いてひび割れ幅を計測した。1 層目の材齢 37 日目でいずれの試験体においても 2 層目壁中央の目地にひび割れが発生し、1 層目の材齢 44 日目で両試験体の 1 層目壁中央の目地にひび割れが発生した。

載荷直前のひび割れ発生状況は、FWP63R07(載荷時 1 層目材齢 107 日)では壁中央目地の大部分と左右目地の一部でひび割れが生じ、1 層目最大幅は 0.15mm であった。一方、FWP63R20(載荷時 1 層目材齢 95 日)では壁中央目地のひび割れは目地全長に渡って生じ、左右目地では一部に生じ、1 層目の最大幅は 0.10mm であった(図 7)。

FWP63R07	0.10	FWP63R20	0.10
	0.15		0.10
	0.10		0.05
	0.10		
			0.10
	0.10		0.10
	0.15		0.10

図 7 載荷直前のひび割れ発生状況 (mm)

2.2 実験結果

2.2.1 実験経過

図 8 および図 9 に各試験体の水平荷重－全体変形角関係と包絡線、図 10 に $R=-1.5\%$ サイクル(2 回目)ピーク時の 1 層目ひび割れ状況、図 11 に 1.5% サイクル終了時の各試験体のひび割れ状況を示す。

FWP63R07 では $R=+0.05\%$ で引張側柱脚部に曲げひび割れ(◇)、壁板にせん断ひび割れが発生した。 $R=+0.25\%$ で引張側の柱脚部主筋の一部が降伏(△)し始め、変形角増大に伴いひび割れ本数が増加したが、安定挙動を示し、 $R=+1.5\%$ 付近で最大耐力 732kN (□)となった。 $R=-1.5\%$ 終了時で、ひずみゲージを貼付した 1 層目の柱主筋および壁縦筋は全て降伏を確認し、壁板全面にせん断ひび割れが生じた(図 10)。 $R=+2.0\%$ (1 回目)の載荷で、 $R=+1.2\%$ を越えた付近から断続的に壁縦筋の破断(×)が進み、 $R=+2.0\%$ 到達時には引張側壁筋の約半数が破断し、圧縮側柱のカバーコンクリート剥落と主筋座屈が見られた。 $R=-2.0\%$ (1 回目)で壁筋が全て破断し、壁脚部の開きが顕著となった。 $R=+2.5\%$ (1 回目)で、柱脚部の破壊がさらに進展し、主筋 4 本とせん断補強筋 1 本の破断が見られ、 $R=-2.5\%$ (1 回目)で壁脚部が圧壊し、本サイクル荷重が最大耐力の約 65% に低下したため載荷を終了した。

FWP63R20 では $R=+0.05\%$ で引張側柱脚部に曲げひび割れ(◇)、壁板にせん断ひび割れが発生した。 $R=+0.25\%$ で引張側の柱脚部主筋の一部が降伏(△)し始め、変形角増大に伴いひび割れ本数が増加し、 $R=+1.0\%$ 付近で最大耐力 727kN (□)となった。 $R=-1.0\%$ (2 回目)では、壁脚部のひび割れ幅が大きくなり始め、壁筋の一部が破断(×)した。 $R=-1.5\%$ (1 回目)で壁筋が全て破断し、壁脚部の開きが顕著となった。 $R=-1.5\%$ 終了時で、ひずみゲージを貼付した 1 層目の柱主筋は全て降伏を確認したが、脚部以外の壁縦筋の半数は降伏しなかった。そして、壁板全面にせん断ひび割れが広がらず、変形が脚部に集中した(図 10)。 $R=-2.0\%$ (1 回目)で柱脚部に圧壊が生じ、主筋が座屈した。 $R=-2.0\%$ (2 回目)で主筋 4 本が破断し、本サイクル荷重が最大耐力の約 45% に低下したため載荷を終了した。なお、最大耐力の 80% 耐力低下点の変形角 R_u は、FWP63R07 より 10% 程度小さくなった(図 8)。最大荷重

図 8 各試験体の水平荷重－変形関係

図 9 各試験体の包絡線

に差はなかったが、その後の耐力低下の度合いに差があった(図 9)。

図 11 に示すように、1.5%終了時のひび割れ状況は、FWP63R07の方がより分散し、カバーコンクリートの剥離範囲も小さかった。

2.2.2 目地部の鉛直変位

目地欠損による破壊性状の影響を確認するため、壁 1 層目(裏側)の 9 箇所(図 12)で変位計を用いて計測した目地部の鉛直ずれ変位(正面から見て、正方向に加力した時の鉛直ずれ変位を+と定義)と全体変形

図 13 目地部の鉛直ずれ変位(FWP63R07:1 層目)

図 10 $R=1.5\%$ サイクル(2 回目)ピーク時のひび割れ状況(1 層目)

図 11 各試験体のひび割れ状況(1.5%サイクル終了時)

図 12 計測位置および変位計の名称(共通)

図 14 目地部の鉛直ずれ変位(FWP63R20:1 層目)

角の関係を示す。FWP63R07 では、壁四隅の目地でずれ変位がやや大きくなる傾向(壁下隅部 1~2mm, 壁上隅部 1mm)が見られたが、最大耐力時付近の変形角 $R=\pm 1.0\%$ (1 回目)の除荷時にずれ変位が概ね 0 位置に復元した(図 13)。FWP63R20 では、壁左上隅部で変位計のインサートと目地間にひび割れが横切ったことで、ずれ変位が 3~4mm と大きくなる傾向(壁下隅部 1mm)が見られたが、最大耐力時変形角 $R=+1.0\%$ (1 回目)の除荷時にずれ変位が概ね 0 位置に復元した(図 14)。一方、いずれの試験体も目地高さ中央ではずれ変位はほとんど無く、かつ同じ目地内の計測点 3 箇所全てで一様にずれ変位が生じて、目地を境に独立に変形するような挙動は見られなかった。また、目視によるひび割れ幅計測でも目地部の縦ひび割れが大きく開くことはなかった。

2.2.3 脚部の鉛直変位分布

実験では壁脚部の開きが支配的な想定以上の挙動となったため、脚部の鉛直変位分布について検証した。図 15 に各サイクル 1 回目ピーク時の柱および壁脚部に取り付けた鉛直変位計による脚部の鉛直変位分布を示す。図中縦点線外側は柱脚部変位を示す。なお、FWP63R20 の $R=+2.0\%$ は変位計のストローク不足のため、参考として点線で記載した。 $R=+1.0\%$ サイクル以降、FWP63R07 と比較して FWP63R20 の壁脚部の変位が大きくなっており、FWP63R07 の $R=+1.5\%$ 時の最大鉛直変位 7mm に対して FWP63R20 の $R=+1.5\%$ 時の最大値は 20mm と約 3 倍大きい。一方、FWP63R20 では、 $R=+1.0\%$ 時の柱脚部の鉛直変位が小さくなっているが、これは壁脚部のひび割れが柱際の目地を通して基礎スタブ上面から 200mm 付近の柱の水平ひび割れに繋がったためと考えられる。また、圧縮柱脚部の鉛直変位が負値となっているが、実験の繰り返しにより、圧縮部コンクリートが徐々に破壊されて軸縮みが生じたためと推察される。

表 5 および図 16 に側柱の全体鉛直変位に占める脚部鉛直変位の割合を示す。薄いハッチング部分が 1 層目柱全体鉛直変位、濃いハッチング部分が柱脚部鉛直変位を示す。両試験体の変形角 $R=+0.5\%$ 時までは、柱全体鉛直変位に占める脚部鉛直変位の割合は概ね同様の傾向が見られた。しかし、変形角 $R=+1.0\%$ 時は FWP63R07 が 34.8% に対して FWP63R20 が 45.4%、 $R=+1.5\%$ 時は FWP63R07 が 34.6% に対して FWP63R20 が 60.5% と脚部変位の割合が大きく異なる。一方、黒○線は、柱全体が一様に伸びたと仮定した場合の脚部変位(全体鉛直変位×脚部検長 300mm÷1 層目検長 1250mm)であり、FWP63R07 が $R=+1.5\%$ 時以降で、FWP63R20 が $R=+1.0\%$ 時以降で柱脚部の鉛直変位との差が大きく生じており、壁筋破断の開始時期と対応する。

図 15 脚部の鉛直変位分布

表 5 各サイクルでの全体鉛直変位に占める柱脚部鉛直変位の割合 (%)

試験体\サイクル	0.05	0.10	0.25	0.50	1.0	1.5	2.0
FWP63R07	70.8	44.9	38.0	58.6	34.8	34.6	56.6
FWP63R20	66.9	39.8	40.5	55.8	45.4	60.5	61.2
R07/R20	1.06	1.13	0.94	1.05	0.77	0.57	0.92

図 16 1 層目柱全体鉛直変位に占める柱脚部鉛直変位の割合

2.2.4 誘発材のひずみ分布

壁脚部の開きに誘発材径が影響していたと推察されたため、誘発材のひずみ分布について検証した。図 17 に $R=+1.5\%$ までの各サイクルピーク時の 1 層目引張側誘発材のひずみ分布を示す。図中点線は誘発材の降伏時ひずみで、D6 は 2685μ 、D16 は 1990μ である。

両試験体とも $R=+1.0\%$ で初めて誘発材の降伏が見られた。誘発材端部は周辺躯体に定着していないためひずみは小さくなったが、中央部は付着によってひずみが大きくなっていることが分かった。この結果から、脚部では誘発材を梁内に定着しておらず応力が 0 に近い一方で、高さ方向中央断面では引張応力を十分に負担していたことが確認できた。そのため、脚部断面と比較して高さ方向中央断面では曲げ耐力が大きくなり、この結果脚部に損傷が集中した。また、側柱主筋は基礎スタブに定着されているのに対し、壁板のひび割れ誘発材は定着されていないことも影響して、側柱に生じた水平ひび割れが目地部分を通じて壁板脚部に集中したことが考えられる。

図 17 引張側誘発材のひずみ分布 (1 層目)

2.2.5 初期剛性の検証

図 18 に示すように、反曲点高さ h 、試験区間の基礎スタブ上面からの高さは h_0 のため、高さ h_0 の範囲の曲率分布 ϕ は台形状となる。以上により、曲げ剛性を式 5 により求め、初期剛性計算値(K_{cal})は式 4 により算定した。なお、耐震壁の断面 2 次モーメント算定の際はコンクリートのみ考慮し、形状係数 κ は鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説 4)に基づいて算定した。

実験の初期剛性計算式 $K_{exp} = Q/\delta$ 式 3

初期剛性計算式 $K_{cal} = K_m K_s / (K_m + K_s)$ 式 4

曲げ剛性 $K_m = 6E_c I / h_o^2 (3h - h_o)$ 式 5

せん断剛性 $K_s = G_c A_g / \kappa h_o$ 式 6

ここで、 E_c :コンクリートのヤング係数、 I :耐震壁の断面 2 次モーメント

G_c :コンクリートのせん断弾性係数

A_g :壁全断面積、 κ :形状係数(=1.57)

表 6 および図 19 に初期剛性の実験値と計算値の比較を示す。実験における加力は、予備載荷として±50kN を正負で加力してから本載荷に移行した。同図では予備載荷も含めて図示している。図中の■は、目視による曲げひび割れ観測箇所である。また、図中の直線は、原点を基準とした初期剛性計算値を示しているが、本加力スタート時に変位がシフト(●点)していたので、このシフト量を考慮したラインを破線で示した。一方、実験値の初期剛性は曲げひび割れ観測点の 1 つ前のステップ時(▲点)と●点を結んだ傾きとした。

初期剛性の計算値に対する実験値の比は、FWP63R07 では 0.91、FWP63R20 では 0.82 となり概ね良い対応を示した。実験値とシフトした初期剛性(破線)を比較すると、FWP63R07 では $Q=150\text{kN}$ 付近まではほぼ一致しているため、実験値が計算値に比べて若干小さいのは曲げひび割れの発見が遅れたためと考えられる。以上のことから、初期剛性は弾性理論式により評価できることが分かった。

図 18 試験体の曲率分布

表 6 初期剛性の実験値と計算値の比較

試験体	実験値	計算値	比較値
	K_{exp} (kN/mm)	K_{cal} (kN/mm)	K_{exp}/K_{cal}
FWP63R07	427	471	0.91
FWP63R20	422	513	0.82

図 19 初期剛性の実験値と計算値の比較

表 7 曲げひび割れ強度の実験値と計算値の比較一覧

試験体	実験値	計算値	
	eQ_{cr} (kN)	RC 規準 Q_{cr1} (kN)	保有耐力規準 Q_{cr2} (kN)
FWP63R07	200	244 (0.82)	288 (0.69)
FWP63R20	210	245 (0.86)	289 (0.73)

表 8 実験最大耐力と計算値の比較

試験体	実験値 (kN)	式 1 計算値		断面解析①		断面解析②	
		最大値 (kN)	比較値	最大値 (kN)	比較値	最大値 (kN)	比較値
FWP63R07	732	609	(1.20)	697	(1.05)	706	(1.04)
FWP63R20	727		(1.19)		(1.04)	743	(0.98)

2.2.6 曲げひび割れ強度の検証

曲げひび割れ強度を計算し、実験値との比較検証を行った。表 7 にひび割れ強度の実験値と計算値の比較を示す。なお、表中の括弧内の数値は、実験値/計算値を示したものである。

曲げひび割れ強度の実験値と保有水平耐力計算規準式⁴⁾による計算値の比は 0.69 と 0.73 となり、RC 規準⁵⁾による計算値との比較値は 0.82 と 0.86 となった。

2.2.7 曲げ終局強度の検証

各試験体の実験値と、既往の計算式(式 1)による曲げ終局強度計算値、および平面保持を仮定した断面解析から得られた最大耐力との比較を表 8 に示す。

構造壁厚は 100mm とし、目地による断面欠損の影響は無視した。断面解析では、コンクリートの応力ひずみ関係は孫・崎野らのモデル⁶⁾を用い、カバーコンクリートは圧縮ひずみが 0.4% を越える領域では応力を負担しないと仮定した。また、鉄筋の応力ひずみ関係はバイリニアとし、材料特性は表 3 の値を用いて、降伏後の剛性を弾性係数の 100 分の 1 とした。断面解析①では誘発材が圧縮のみを負担する(周辺躯体への誘発材の定着無し)と仮定した。なお、誘発材が圧縮引張の両方を負担する(周辺躯体への誘発材の定着有り)と仮定した断面解析②も行い、参考までにその値も示した。

実験値と式 1 による曲げ終局強度計算値の比はそれぞれ 1.20 と 1.19 となった。一方、実験値と断面解析①の値の比それぞれ 1.05 と 1.04 となり、式 1 に比べて実験値をより精度良く評価できた。また、実験値と断面解析②の値の比は 1.04 と 0.98 となった。

2.2.8 荷重変形角関係の検証

実験での荷重変形角関係の包絡線の比較を行った。 $R=0.50\%$ サイクルまでは実験で得られた荷重変形角関係に違いが見られなかったため、収縮ひび割れや誘発材径の影響はなかったと考えられる。しかし、 $R=1.0\%$ サイクル以降、FWP63R20 では耐力の低下が見られ、それ以降のサイクルでも FWP63R07 と比較して水平荷重が小さくなった(図 9)。

最大耐力は、FWP63R07 では $R=1.5\%$ サイクルで 732kN、FWP63R20 では $R=1.0\%$ サイクルで 727kN とほぼ同じであった。なお、最大耐力が 80% に低下した点の変形角 R_u は、FWP63R07 が $R=2.2\%$ に対して FWP63R20 が $R=2.0\%$ と 10% 程度小さくなった(図 8)。

2.3 実験まとめ

目地部に異形鉄筋の誘発材を用いた曲げが卓越する実験変数を誘発材の径とした RC 造連層耐震壁の実験結果から、以下の知見が得られた。

- 1) $R=0.5\%$ までの荷重変形角関係は、FWP63R07 と FWP63R20 の両試験体とも概ね一致しており、収縮ひび割れや誘発材径による影響は見られなかった。
- 2) 当初に懸念していた柱際での目地に起因する破壊は生じなかった。FWP63R07 では $R=2.0\%$ 、FWP63R20 では $R=1.5\%$ サイクルの途中で壁筋破断に伴う脚部の開きが顕著となった。また、そのサイクル以降は側柱脚部に損傷が集中し、コンクリートの剥落、主筋の座屈、破断が見られた。

- 3) 最大耐力は両試験体で違いは見られなかった。FWP63R07 では $R=1.5\%$ サイクルで最大耐力に達したが、FWP63R20 では $R=1.0\%$ サイクルで最大耐力に達し、その後耐力が低下した。なお、最大耐力が 80%に低下した点の変形角 R_u は、FWP63R07 と比較して FWP63R20 は 10%程度小さくなった。
- 4) いずれの試験体も、目地部の鉛直変位は変形角に応じて増大したが、最大耐力付近までは除荷すると概ね原点に復元し、目地高さ中央ではずれ変位はほとんど無く、かつ同じ目地内の計測点 3 箇所全てで一様にずれ変位が生じて、目地を境に独立に変形するような挙動は見られなかった。また、目視によるひび割れ幅計測でも目地部の縦ひび割れが大きく開くことはなかった。
- 5) 初期剛性の計算値は保有水平耐力計算規準式で、曲げひび割れ強度の計算値は RC 規準式で評価できた。
- 6) 耐力評価において、実験値は曲げ終局強度略算式による計算値の約 1.20 倍となった。一方、断面解析では、今回の実験時の状況に対応する断面解析①により実験値を精度よく評価できた。

3. 有限要素解析による挙動追跡

3.1 解析方針

有限要素解析プログラム DIANA9.6⁷⁾を用いて、実験を行った耐震壁のシミュレーション解析を行い、荷重変形角関係、誘発材の応力分布、鉄筋の応力分布、脚部の鉛直変位、誘発材のひずみ分布について比較を行う。

3.2 解析モデルと材料構成則

図 20 および図 21 に解析モデルの要素分割および鉄筋の配置図を示す。同図に示すように、対称性を考慮して、解析モデルは壁厚方向に半分の 1/2 対称モデルとした。耐震壁の水平方向および鉛直方向のメッシュサイズは 100mm を基本とした。

図 22 に誘発目地のモデル化を示す。壁板表面の鉛直方向の全てのメッシュラインは、誘発目地による断面欠損を簡便に考慮するために 2 重節点とした。本来、10mm 幅の要素を設けて目地をモデル化すべきであるが、要素寸法が極端に変化するため、今回はこのようなモデルにより目地部コンクリートの断面欠損を考慮した。一方、目地部以外の壁面は、この 2 重節点は剛結合とした。この時 2 重節点の厚さは、目地深さに相当する 10mm 厚とし、この部分はコンクリートのみの要素とした。

図 23 に誘発材とインターフェース要素のモデル化を示す。誘発材(対称面では半分の断面積)はコンクリートとの付着を考慮し、誘発材の端部には引張時に離間して抵抗力がなく、圧縮時は接触して抵抗力を生じるばね要素を設定した。壁板部分は、40mm 厚さのコンクリートに縦横共に 100mm 間隔で BAR 型埋込鉄筋要素を配置し、水平筋の柱定着、鉛直筋の梁定着も考慮した。また、基礎スタブと柱および壁脚部の間にインターフェース要素を配置して離散ひび割れモデルとした。なお、誘発材とコンクリート間のインターフェース要素、柱および壁と基礎スタブ間のインターフェース要素、および誘発材と基礎スタブ、中間梁、加力梁間のばね要素の節点間距離はゼロである。

拘束条件は、基礎スタブ底面は完全拘束とし、対称面は鉛直ローラー支持とした。荷重載荷は、step1 で両側柱に軸力を面分布荷重として荷重制御で載荷した。step2 では実験と同様に、載荷梁の上面に剛な梁要素を取り付けて水平荷重を変位制御で載荷した。

図 20 解析モデルの要素分割

図 21 解析モデルの鉄筋配置

図 22 誘発目地のモデル化

図 23 誘発材とインターフェース要素のモデル化

材料構成則の概要を下記に記す。

①圧縮域の応力-ひずみ関係

圧縮破壊エネルギーを考慮した放物線型モデル⁹⁾とした。圧縮破壊エネルギー G_c は、文献⁹⁾の式7により算定した。なお、除荷・再載荷時の応力-ひずみ関係は原点指向型となる。

$$G_c = 8.77 \sqrt{f_c} \quad (\text{N/mm}) \quad \text{式 7}$$

ここに、 f_c : コンクリートの圧縮強度(MPa)

②引張域の応力-ひずみ関係

引張域の応力-ひずみ関係は引張破壊エネルギーを考慮したHordijkモデル¹⁰⁾を用いた。ここで、引張破壊エネルギー G_f は式8により算定した。

$$G_f = d_{\max}^{1/3} f_c^{1/3} / 100 \quad (\text{N/mm}) \quad \text{式 8}$$

ここに、 $d_{\max}$: 粗骨材最大寸法(mm) (=15mm)

③ひび割れ面でのせん断伝達

ひび割れ発生後のひび割れ面でのせん断伝達について、せん断剛性低下率 β はAl-Mahaidiモデル¹¹⁾の式9とした。

$$\beta = 0.4 f_t / E \varepsilon_{nn} \quad \text{式 9}$$

ここに、 f_t : 引張強度(MPa), E : 弾性係数(MPa), ε_{nn} : 全ひずみ

④鉄筋

降伏後剛性を初期剛性の1/100としたバイリニアモデルとし、除荷・再載荷時の履歴特性は移動硬化則とした。

⑤鉄筋とコンクリート間の付着

柱および梁の鉄筋、壁筋とコンクリート間は完全付着としてモデル化した。また、誘発材(対称面では半分円周長)とコンクリート間の付着応力-すべり関係は島らのモデル¹²⁾の式10とした。

$$\tau = 0.9 f_c'^{2/3} \left(1 - e^{-40 s^{0.6}} \right) \quad \text{式 10}$$

ここに、 τ : 付着応力(MPa), f_c' : コンクリート圧縮強度(MPa)

$s = SD (S: \text{すべり量}, D: \text{鉄筋径})$

⑥柱、壁と基礎スタブ間の離散ひび割れ

柱および壁と基礎スタブ間にインターフェース要素を導入し、離散ひび割れモデルにはHordijkモデル¹⁰⁾を用い、ひび割れ後のせん断剛性は初期せん断剛性の1/10として与えた。

⑦柱、壁と基礎スタブ間の鉄筋(埋込鉄筋要素)

柱および壁と基礎スタブ間のインターフェース要素を貫通する柱主筋および壁筋は、埋込鉄筋要素長さ100mmでモデル化した。

$$k_n = E / l_{fr} \quad (\text{N/mm}^3) \quad \text{式 11}$$

$$k_s = E / 2l_{fr} \quad (\text{N/mm}^3) \quad \text{式 12}$$

ここに、 k_n : 鉄筋の軸方向剛性, k_s : 鉄筋のせん断方向剛性

l_{fr} : 埋込鉄筋の長さ(mm), E : 鉄筋の弾性係数(MPa)

解析で用いたコンクリートの材料特性を表9に、鉄筋の材料特性を表10に示す。なお、コンクリートの圧縮強度、弾性係数は、FWP63R07およびFWP63R20で差がそれほど見られなかったため、それぞれの平均値として圧縮強度は36.5MPa、弾性係数は 3.32×10^4 MPaとした。一方、コンクリートの引張強度は靱性指針¹³⁾の式 $\sigma_T = 0.33 \sqrt{\sigma_B}$ による計算値とし、ポアソン比は0.2とした。

表 9 解析で用いたコンクリートの材料特性

試験体	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (MPa)	ポアソン 比
FWP63R07 FWP63R20	36.5	1.99	3.32×10^4	0.2

表 10 解析で用いた鉄筋の材料特性

部位	鉄筋径	種別	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (MPa)
柱梁主筋	D13	SD345	388	1.91×10^5
柱梁補強筋	D6	SD295A	426*	1.88×10^5
壁筋・誘発材	D6	SD295A	478	1.78×10^5
誘発材	D16	SD295A	380	1.91×10^5

*明瞭な降伏点を示さなかったため、0.2%オフセット値を用いた。

3.3 最大耐力の解析値と実験値の比較

図24に有限要素解析により得られた水平荷重-全体変形角関係、図25に有限要素解析により得られた応力分布(a)誘発材、(b)鉄筋を示す。なお、図25は解析による最大耐力時の状態である。表11に最大耐力の解析値 $aQ_{\max}$ と実験値 $eQ_{\max}$ の比較を示す。

図24に示すとおり、両解析モデルともに初期剛性は実験結果とほぼ一致した。最大耐力は、表11より実験値と解析値の比がそれぞれ1.07, 1.02になった。最大耐力時での変形の解析値 aR は、FWP63R20では実験値 eR と概ね一致したが、FWP63R07では解析値の方が実験値に比べて小さい値を示した。

図25(a)に示す誘発材の応力分布より、いずれの試験体でも1層目の中央目地および引張側の目地に設置した誘発材の壁高さ中央付近で降伏が認められた。また、降伏範囲は、誘発材の径が太いFWP63R20の方が小さくなった。

図25(b)に示す鉄筋の応力分布では、両試験体ともに引張側の柱主筋が広範囲にわたって降伏に至り、1層目の引張側の壁縦筋も概ね降伏した。

表 11 最大耐力の解析値と実験値の比較

試験体	解析値		実験値		比較値	
	$aQ_{\max}$ (kN)	aR (%)	$eQ_{\max}$ (kN)	eR (%)	$eQ_{\max} / aQ_{\max}$	eR / aR
FWP63R07	686	0.85	732	1.50	1.07	1.76
FWP63R20	710	0.87	727	0.98	1.02	1.13

図 24 有限要素解析結果の荷重変形角関係

図 25 有限要素解析結果の応力分布

3.4 脚部鉛直変位の解析値と実験値の比較

実験では、変形角の増大にともなって壁脚部の鉛直変位が卓越したことにより、壁縦筋の破断が生じて耐力低下に至った。そこで、脚部鉛直変位の解析値に対する実験値の比較を行った。解析最大耐力時の変形例(FWP63R20, 変形倍率 10)を図 26 に示しており、壁脚部の開きが柱脚部より少し大きくなり、実験と同様の傾向を示した。脚部鉛直変位の解析値(実線、白抜)と実験値(点線、黒塗)の比較を図 27 に示す。なお、鉛直変位の解析値は、対称面側の節点間距離とした。

壁脚部(引張側柱最外縁から 300~2500mm 範囲)の鉛直変位は、 $R=+0.5\%$ 時および $R=+1.0\%$ 時は両試験体の解析結果とも実験値と概ね対応した。 $R=+1.5\%$ 時は、FWP63R07 は実験値と概ね対応したが、FWP63R20 は実験の最大値を過小評価する傾向が見られた。この差については、実験では FWP63R20 の $R=-1.0\%$ の 2 サイクル目に脚部の壁縦筋の一部に破断が生じ、 $R=+1.5\%$ 時に壁縦筋の約半数が破断に至ったが、その影響は解析に反映できていないため、解析値は実験値を過小評価する結果となった。一方、FWP63R07 は $R=+2.0$ サイクルの $R=+1.2\%$ 時を超えた以降より壁筋の破断が始まった。

柱脚部の引張側柱最外縁から 0~300mm は引張側柱、2500~2800mm は圧縮側柱の範囲を示している。圧縮側柱の鉛直変位は、 $R=+1.0\%$ までの各変形角時には両試験体の解析結果とも実験値と概ね対応した。一方、引張側柱の鉛直変位は、FWP63R07 は $R=+1.0\%$ 時まで、FWP63R20 は $R=+0.5\%$ 時までの各変形角時には解析値と実験値が概ねよい対応を示した。FWP63R07 の実験では主筋が $R=+2.0\%$ の 1 サイクル目に座屈し、 $R=+2.5\%$ の 1 サイクル目に破断した。FWP63R20 は主筋が $R=-2.0\%$ の 1 サイクル目に座屈し、2 サイクル目に破断した。なお、引張側柱の鉛直変位は、 $R=+1.5\%$ 時の実験値が解析値を下回っているが、これは 2.2.3 で前述した柱脚部の検長内のひび割れが閉じたことで鉛直変位が減少した影響であり、今回の解析でこの現象を再現できなかった。

以上により、壁筋の破断が始まる前の変形角 $R=+1.0\%$ までは、脚部鉛直変位の解析値は実験値を概ね評価できると考えられるが、鉄筋の座屈や破断のモデル化などが今後の課題と考えられる。なお、本解析および実験結果から、脚部の鉛直変位を制御することによって、壁筋の破断を未然に防止できるものと推察される。

図 26 解析最大耐力時の変形例(FWP63R20, 変形倍率 10)

図 27 脚部鉛直変位の解析値と実験値の比較

3.5 誘発材ひずみ分布の解析値と実験値の比較

引張側柱の誘発材ひずみ分布の解析値と実験値の比較を図 28 に示す。両試験体とも、誘発材の降伏ひずみに近く達する $R=+0.25\%$ サイクルまでは解析値と実験値は概ね対応したが、 $R=+0.50\%$ サイクル以降は、実験値と比較して解析値が大きくなる傾向が見られた。

一般には鉄筋が降伏すると付着力が小さくなるが、本解析で使用した島らのモデルはマッシュパなコンクリートに定着された鉄筋を想定しており、鉄筋が降伏しても付着力に変化がない。一方で、実験の壁板には多くのひび割れが生じているため、ひび割れが通過する位置では鉄筋が降伏すると考えられる。実験では FWP63R07 の方が FWP63R20 よりも早期に誘発材が降伏しているが、本解析では付着が良好なまま解析が継続されているので、変形角の増大に伴い付着力が大きくなり、ひずみも大きくなったと推察される。また、本解析では単調載荷で検討を行っているが、実験では各サイクル正負 2 回の繰り返し載荷を行っており、この載荷方法の違いも解析結果に影響していると考えられる。

図 28 引張柱側誘発材ひずみ分布の解析値と実験値の比較

4. 結論

目地部に異形鉄筋の誘発材を用いた曲げが卓越する実験変数を誘発材径とした RC 造連層耐震壁の実験結果および有限要素解析結果から、以下の知見が得られた。

- (1) 連層耐震壁試験体の柱際に目地を設けたが、目地に起因する破壊は生じなかった。
- (2) $R=0.5\%$ までの水平荷重－全体変形角関係は、FWP63R07 と FWP63R20 の両試験体とも概ね一致しており、収縮ひび割れや誘発材径による影響は見られなかった。
- (3) 誘発材 D6 を用いた試験体では $R=1.5\%$ サイクルで最大耐力に達したが、D16 の試験体では $R=1.0\%$ サイクルで最大耐力に達し、誘発材径の違いによって壁脚部の開き量に違いが見られた。
- (4) いずれの試験体でも、目地部の鉛直方向のずれ変位に対するひび割れ誘発材径の影響は見られなかった。
- (5) 初期剛性、曲げひび割れ強度、曲げ終局強度のいずれにしても、構造壁厚 100mm(壁板の厚さ)を用いて既往の計算式で評価できることが分かった。
- (6) 曲げ終局強度について、既往の計算式での計算値に対する実験値の比は、いずれの試験体も約 1.2 倍となった。

- (7) 本解析モデルにより、実験を行った耐震壁試験体の最大耐力付近までの水平荷重－全体変形角関係、壁縦筋破断前までの脚部の鉛直変位、 $R=0.25\%$ 時までの誘発材のひずみ値を概ね再現できた。

誘発材を考慮した有限要素解析により、最大耐力付近までの荷重変形角関係、壁縦筋破断前までの脚部の鉛直変位などを概ね予測できることを確認した。今後はこの解析モデルをベースに、誘発材径、目地本数、壁筋比、コンクリート強度などを変数とした解析的検討を行う予定である。

謝辞

本研究は民間企業 11 社(浅沼組、熊谷組、西松建設、NIPPO、東亜建設工業、飛鳥建設、大日本土木、長谷工コーポレーション、東急建設、五洋建設、共立建設)で実施した成果の一部をまとめたものである。試験体製作や解析協力をいただきました竹沢建設および JIP テクノサイエンスをはじめ、関係者の皆さまに謝意を表します。

参考文献

- 1) 佐藤尚隆、濱田真、松井亮夫、坂下雅信：鉄筋コンクリート造耐震壁に設けたひび割れ誘発目地に関する実験、コンクリート工学年次論文集、Vol.36, No.2, pp.307-312, 2014
- 2) 石川俊介ほか：RC 耐震壁における目地のせん断剛性・せん断強度に及ぼす影響に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2, pp.367-370, 2010
- 3) 国土政策技術総合研究所ほか監修：建築物の構造関係技術基準解説書、2015.6
- 4) 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(案)・同解説、2016
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010
- 6) 田福勝ほか：拘束 RC 柱の曲げ圧縮性状に及ぼす断面ひずみの勾配の影響、構造工学論文集、Vol.43B, pp.191-198, 1997.3
- 7) TNO DIANA BV. : DIANA -Finite Element Analysis- User's Manual, Release 9.6, 2015
- 8) Feenstra, P. H.: Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and reinforced Concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1993
- 9) H.Nakamura, T.Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 2001
- 10) Hordijk, D. A.: Local Approach to Fatigue of Concrete. PhD Delft University of Technology, 1991
- 11) AL-MAHAIDI, R. S. H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Tech. Rep. 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, 1979.
- 12) 島弘、周礼良、岡村甫：マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力－すべり－ひずみ関係、土木学会論文集 (378), pp.165-174, 1987.2
- 13) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999

EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL STUDY ON REINFORCED CONCRETE FLEXURAL WALLS WITH DEFORMED BARS AT CRACK CONTROL JOINTS AS CRACK INDUCERS

*Akio MATSUI**, *Atsufumi HADANO***, *Yuki IDOSAKO****, *Makoto HAMADA*****,
*Takanori KANNAN******, *Masanori TANI****** and *Minehiro NISHIYAMA******

* Asanuma Corporation, Dr. Eng.

** Tokyu Construction

*** Ph. D. Candidate, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ.

**** KUMAGAIGUMI CO., LTD.

***** KUMAGAIGUMI CO., LTD.

***** Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

***** Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

Seismic performance of flexure-dominant reinforced concrete walls with deformed bars at crack control joints as crack inducers is experimentally and numerically investigated. Deformed-bar-crack-inducers have been proposed for use in structural walls in mid-to-high-rise housing complexes.

A couple of half-scale two-story RC wall test specimens were constructed on a stiff base foundation. They had boundary columns at both sides with a stiff girder at the top for loading. The wall in each story was 1100 mm high, 2200 mm long, and 100 mm thick. The thickness was reduced to 80 mm at the crack control joints, two of which were located at the boundary between wall and columns, and one of which was at the mid-span. The test parameter was the diameter of the crack-inducing bars; type D6 for test specimen FWP63R07 and type D16 for FWP63R20. The nominal compressive strength of concrete in design was 30 MPa and longitudinal reinforcements of the beams and columns were type SD345. The other reinforcing bars were type SD295A. To design the walls not to fail in shear, the ultimate shear strength of the walls was 1.91 times greater than the ultimate flexural capacity without considering the reduction in the wall thickness at the crack control joints. While the two boundary columns were subjected to 1080 kN as the axial load, the lateral loading was applied at the mid-span of the top beam.

By using the finite element analysis program DIANA9.6, a detailed numerical study on the structural response of the walls such as load-drift angle relationship, stress-strain distribution of the crack-inducing bars, stress distribution of the deformed bars, and the vertical displacements of the boundary columns' bases was carried out as well.

The following conclusions can be drawn from the experimental and numerical works of this study.

- (1) The crack-control joints at the boundary columns' faces did not contribute to the overall collapse mechanism.
- (2) At drift angle by 0.5% the two test specimens exhibited identical load-deflection relationships. No influence of shrinkage cracks and bar diameters were found.
- (3) The test specimen with type D6 crack-inducing bar reached its ultimate strength at $R=1.5\%$ while the other test specimen with larger crack-inducing bar diameter (type D16) exhibited its ultimate strength at $R=1.0\%$. It seems that the difference in crack-inducing bar diameter could contribute to such a discrepancy.
- (4) It was found that the crack-inducing bar diameter had no influence on the vertical sliding displacement of the crack-control joints.
- (5) It was found the conventional equations can be applied for evaluating the initial stiffness, flexural cracking strength, and the bending ultimate strength of the wall test specimens when neglecting the wall cross-section reductions at the crack-control joints.
- (6) The predicted ultimate flexural strength of the two test specimens was approximately 20% smaller than the test results.
- (7) The developed finite element model in this study could simulate the lateral load-deflection of the test specimens until almost the ultimate capacities, the vertical displacement of the walls' bases before reaching the tensile rupture of their longitudinal reinforcements, and the strain distribution of the crack-inducing bars at $R=0.25\%$.

By verifying the test and FE results, a series of parametric studies investigating the influence of crack-inducing bar diameter, number of crack control joint, wall reinforcement ratio, and concrete strength is under development.

(2016年11月10日原稿受理, 2017年3月10日採用決定)