

偏在開口を有する RC 造連層耐震壁の曲げ性状に関する研究 (その2: 荷重変形関係の評価)

連層耐震壁	偏在開口	ひび割れ強度	同	坂下雅信 ^{*1}	同	田中仁史 ^{*3}	同	福山洋 ^{*4}
初期剛性	曲げ耐力	復元力特性	同	加藤博人 ^{*4}	同	諏訪田晴彦 ^{*5}		

1. はじめに

本報では(その1)に引き続き、水平荷重-全体変形角関係に関して既往の算定式の予測精度を確認する。

2. ひび割れ荷重に関する検討

既往のひび割れ強度式の精度検証を行った。せん断ひび割れ強度 sV_{cr} 、曲げひび割れ強度 bV_{cr} は耐震性能評価指針³⁾の式(1)、式(2)を用いて計算した。引張強度 σ_t はシリンドラ圧縮強度を用いて同指針掲載の算定式で計算した。有開口試験体のせん断ひび割れ強度は、式(1)で求めた無開口耐震壁のせん断ひび割れ強度に開口低減率 $\text{Min}(r_1, r_2, r_3)$ 【(その1)の表-1 参照】を乗じて算出した。また、開口を設けた試験体では、断面の図心と軸力作用点が一致しないので、式(2)のひび割れモーメント bM_{cr} に偏心モーメントを足し合わせて bV_{cr} を計算した。 bV_{cr} は、曲げひび割れ強度を反曲点高さ5000mmで除して求めた。

$$sV_{cr} = V \times r = \tau_1 l_w / \kappa_s \times r \quad (1)$$

$$bV_{cr} = bM_{cr} / H = (\sigma_t + \sigma_o) Z_e / 5000 \quad (2)$$

表-1に実験値と計算値の比較結果を示す。せん断ひび割れ強度については、全ての試験体において計算値が実験値を2倍以上過大評価している。曲げひび割れ強度については、実験値が計算値を上回っている。いずれのひび割れ強度もコンクリートの引張強度の影響を強く受けるが、特にせん断に関しては壁板の、曲げに関しては側柱のコンクリートが及ぼす影響が大きい。今回の実験では、壁板のコンクリートの引張強度が適切に評価されていないものと考えられる。

3. 初期剛性に関する検討

曲げおよびせん断の初期剛性の評価手法の精度を検証した。有開口試験体のせん断剛性は、式(3)により求めた剛性³⁾に、式(4)に示す剛性低減率 r_2 を乗じて求めた。曲げ剛性は、開口の影響を考慮した断面二次モーメントを用いて計算した。

$$K_s = G_c A_{all} / \kappa_c \quad (3)$$

$$r_2 = 1 - 1.25 \times 1.1 \times \sqrt{h_0 l_0 / h l} \quad (4)$$

表-2に実験値と計算値の比較結果を示す。正負対称なNF1の実験結果より、負方向の初期剛性は、正方向載荷時に受けた損傷の影響を受けるため、正方向の初期剛性と比較して低くなる傾向が見られる。そこで正方向の初

期剛性を用いて計算値との比較を行ったところ、曲げ、せん断のいずれも、実験値は計算値の8割程度となった。

表-1 ひび割れ強度の実験値および計算値

	実験値		計算値	実験値/計算値	
	正方向	負方向	sV_{cr}	正方向	負方向
	kN	kN	kN	—	—
NF1	191	-134	469	0.41	0.29
RF1	110	-101	256	0.43	0.39
SF1	151	-191	347	0.44	0.55
SF2	123	-160	347	0.35	0.46
平均				0.41	0.42
標準偏差				0.04	0.11

(b) 曲げ

	実験値		計算値	実験値/計算値	
	正方向	負方向	bV_{cr}	正方向	負方向
	kN	kN	kN	—	—
NF1	280	-279	213	1.31	1.31
RF1	322	-252	226	1.42	1.11
SF1	300	-248	226	1.32	1.09
SF2	260	-260	237	1.09	1.09
平均				1.29	1.15
標準偏差				0.14	0.11

表-2 初期剛性の実験値および計算値

	実験値		計算値	実験値/計算値	
	正方向	負方向	10^5 kN/rad	正方向	負方向
	10^5 kN/rad	10^5 kN/rad	10^5 kN/rad	—	—
NF1	12.4	8.62	17.4	0.71	0.50
RF1	5.53	7.71	8.05	0.69	0.96
SF1	11.7	9.64	12.3	0.95	0.78
SF2	12.4	9.89	12.1	1.02	0.82
平均				0.84	0.76
標準偏差				0.17	0.19

(b) 曲げ

	実験値		計算値	実験値/計算値	
	正方向	負方向	10^5 kN/rad	正方向	負方向
	10^5 kN/rad	10^5 kN/rad	10^5 kN/rad	—	—
NF1	8.18	7.48	9.89	0.83	0.76
RF1	7.40	6.35	10.1	0.73	0.63
SF1	8.56	8.85	11.5	0.74	0.77
SF2	10.4	8.14	10.6	0.98	0.77
平均				0.82	0.73
標準偏差				0.11	0.07

表-3 最大耐力の実験値および計算値

	実験値		計算値	実験値/計算値	
	正方向	負方向	bV_y	正方向	負方向
	kN	kN	kN	—	—
NF1	663	-607	554	1.20	1.10
RF1	586	-479	533	1.10	0.90
SF1	604	-518	540	1.12	0.96
SF2	625	-597	544	1.15	1.10
平均				1.14	1.01
標準偏差				0.04	0.10

4. 曲げ降伏以降の検討

既往の曲げ耐力式の精度検証を行った。曲げ耐力は靱性保証型耐震設計指針⁴⁾の式(5)で求めた。

$${}_bV_y = M_y / H = (a_t \sigma_y l_w + 0.5 \sum (a_w \sigma_{wy}) l_w + 0.5 N l_w) / 5000 \quad (5)$$

ここで、 $\sum a_w$ は開口部を除く壁の縦筋の断面積である。表-3 に最大耐力の実験値と計算値を示す。また、図-1 に水平荷重-全体変形関係の比較結果を示す。図-1 のスケルトンカーブは、文献 4) の設計例 3.2.8 および文献 5) の 7 章(1)の手法を用いて、曲げおよびせん断の復元力特性を求め、それらを足し合わせて求めた。せん断終局強度時のせん断ひずみは 4/1000 とした。

表-3 に示すように、NF1 では負方向の最大耐力が正方向の最大耐力を 1 割程度下回っているため、初期剛性と同様に、正方向载荷時に受けた損傷が負方向载荷時の挙動に影響を及ぼしていると考えられる。また、試験体 RF1 および SF1 の負方向では正方向と比較して最大耐力が小さく、計算値 ${}_bV_y$ を下回る危険側の評価となっている。1 階耐震壁の軸方向ひずみ分布を見ると、これらの試験体では、引張側柱の袖壁端部に曲げによる圧縮ひずみが生じており、開口によって隔てられた左右壁板の平面保持仮定が成立していない。なお、それ以外の試験体に関しては、式(5)は曲げ耐力を安全側に評価しており、精度も概ね良好である。

次に、終局限界点について評価する。実験値は最大耐力が 8 割に低下した点として定義する。また、計算値は式(6)のせん断耐力式のコンクリート圧縮強度の有効強度係数 ν を全体変形角 R に応じて低下させ、せん断耐力が曲げ耐力と等しくなる点とした。詳細な検討手法は文献 6) に示すが、曲げ耐力は表-3 の ${}_bV_y$ の値を用いた。また、有開口試験体のせん断耐力は、式(6)で求めた無開口耐震壁のせん断耐力に、文献 7) で提案されている小野らによる開口低減率を乗じて求めた。

$$V_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} \nu \sigma_B / 2 \quad (6)$$

図-1 に見られるように、実験結果と解析結果は良く対応しており、終局限界点の変形角は概ね安全側に評価していたが、SF2 の負方向のみ危険側に評価していた。

5. 結論

いずれの試験体もせん断破壊に先行して壁脚が曲げ降伏した。また、既往の評価手法を用いたスケルトンカーブの予測精度を検証したところ、曲げひび割れ強度、初期剛性、曲げ耐力に関しては、実験値は計算値の上下 1 割から 2 割程度の範囲に収まっており、概ね精度良く予

測できた。しかしながら、せん断ひび割れ強度に関しては、実験値は計算値の 4 割に留まっており、理論値との乖離が大きいことを確認した。

※参考文献、謝辞は(その1)にまとめて記す。

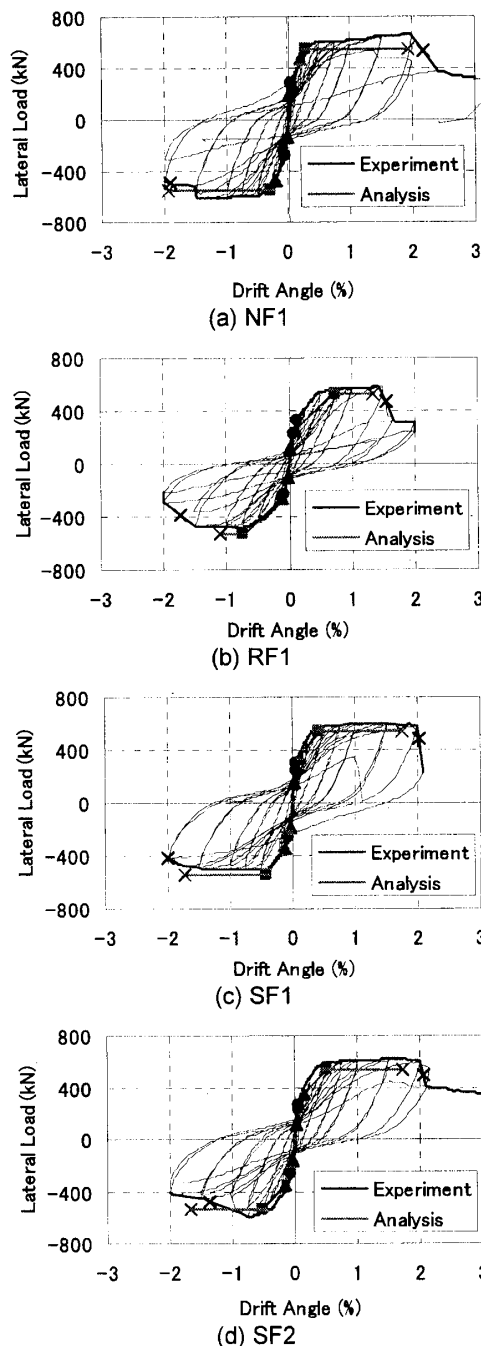


図-1 復元力特性の実験値および計算値

● : 曲げひび割れ点, ▲ : せん断ひび割れ点
■ : 曲げ降伏点, × : 終局限界点

*1 京都大学 建築学専攻
*2 鹿島建設株式会社
*3 京都大学 防災研究所
*4 独立行政法人 建築研究所
*5 国土交通省 国土技術政策総合研究所

*1 Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto University
*2 Kajima Corporation
*3 Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University
*4 Building Research Institute
*5 National Institute for Land and Infrastructure Management