

[121] 鉄筋コンクリート造有開口連層耐震壁の実験研究

正会員 ○中 西 三 和 (日本大学理工学部)
 正会員 安 達 洋 (日本大学理工学部)
 正会員 白 井 伸 明 (日本大学理工学部)

1 まえがき

鉄筋コンクリート造(以下RC)建物における耐震壁は、一般に大なり小なりの開口を有する場合が多い。また、その開口形状の種類は雑多でその耐震壁の性能を評価するための研究も広汎にならざるを得ない。現在まで筆者等は一連のRC造無開口連層耐震壁の実験的研究を行い一応の成果を得た。本報告は、これら成果をもとに壁中央に位置する一般的な窓を対象に、その開口寸法が連層壁の強度・変形状に及ぼす影響を調べる事をも目的として行った実験結果の報告である。

2 実験概要

2.1 試験体 既往の無開口壁 76W201(壁厚

$t=4.5\text{cm}$, 壁厚比 $V/B_c=0.3$)に対し、開口寸法($h_o \times l_o$)の影響を調べるために、3種類の開口を持つ試験体(80WK02, 78WK03, 80WK05)の実験を行った。76W201を含めた各試験体の構造諸元を表1に、開口壁の配筋詳細を図1に示した。開口は壁の中央に位置し、その形状寸法は次のとおりである。

80WK02 ; $h_o \times l_o = 12\text{cm} \times 24\text{cm}$ (階高 h , スパン l の $1/5$), 開口周比 $\sqrt{\frac{h_o l_o}{h l}} = 0.2$

78WK03 ; $h_o \times l_o = 20\text{cm} \times 40\text{cm}$ (階高, スパンの $1/3$), 開口周比 $= 0.33$

80WK05 ; $h_o \times l_o = 30\text{cm} \times 60\text{cm}$ (階高, スパンの $1/2$), 開口周比 $= 0.5$

なお、開口周囲の補強筋量の算定は建築学会RC構造計算規準²⁾によった。ただし、80WK05は開口周

比が0.5と同規準による耐震壁とみなしうる限界値(開口周比 $= 0.4$)を越えているが、同じ式で算定した。

2.2 使用材料 鉄筋は主筋に異形棒鋼D10(SD30), 壁筋に 4ϕ (SR24相当), 開口補強筋に 6ϕ , 9ϕ 普通丸鋼(SR24)を用いた。各種類の鉄筋3本づつのテストピースにひずみゲージを貼り、引張試験を行いその応力-ひずみ関係を実測した。表2に鉄筋の材料試験結果を示した。

コンクリートは、普通ポルトランドセメント, 骨材に川砂, 川砂利(最大粒径 10mm)を用い、壁面を水平にして打込みを行った。打込みにはバイブレーターを使用し特別な養生は行なわなかった。また、テストピースも試験体と同様の養生とし、ひずみゲージにより応力-ひずみ関係を実測した。表3

表1 試験体一覽表

試験体	柱				はり				壁				軸力(t)	
	BcxDc cmxcm	主筋本数 寸法	BgxDg cmxcm	主筋本数 寸法	壁厚 cm	haxlg cmxcm	開口寸法 h _o × l _o	縦補強筋	横補強筋	斜め補強筋	補強筋			
76W201	1.28	15x15	8-D10	2.53	15x15	4-D10	1.58	4.5	無開口	—	—	—	—	13.5
80WK02	1.28	15x15	8-D10	2.53	15x15	4-D10	1.58	4.5	12x24	0.2	1-6φ	1-6φ	1-6φ	13.5
78WK03	1.28	15x15	8-D10	2.53	15x15	4-D10	1.58	4.5	20x40	0.33	1-9φ	1-6φ	1-6φ	13.5
80WK05	1.20	15x15	8-D10	2.53	15x15	4-D10	1.58	4.5	30x60	0.5	ダブル 1-6φ, 4φ	1-9φ	ダブル 1-6φ, 4φ	13.5

M/D : シアスパン比 1 : 壁取巻部の柱中心間の距離 共通事項
 Bc : 柱 幅 h : 壁取巻部のはり中心間の距離 柱 : 筋 筋 4φ #60
 Dc : 柱 厚 h_o : 開口部の長さ 筋 : 筋 筋 4φ #60
 Bg : はり 幅 h_o : 開口部の高さ はり : あばら筋 4φ #60
 Dg : はり せい あばら筋比 0.28%
 壁 : 筋 筋 4φ #120 壁筋比 0.24%

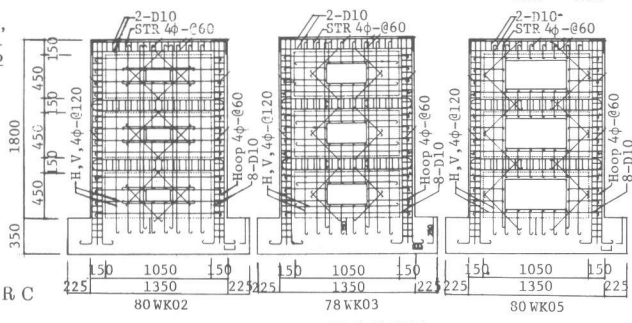


図1 配筋詳細図

表2 鉄筋の材料試験結果

断面種	断面積 sA(cm ²)	降伏時 強度 σ _y (kg/cm ²)	降伏時 ひずみ ε _y	最大強度 σ _B (kg/cm ²)	伸び率 ε(t)	ヤング 係数 E _{10³} (kg/cm ²)
4φ	0.126	2865	1404	3651	—	2.04
6φ	0.319	3683	1252	4576	20.2	2.04
9φ	0.544	3141	1325	4317	20.7	2.37
D10	0.710	3521	1571	4641	16.5	2.24

表3 コンクリートの材料試験結果

	ヤング 係数 E _{10³} (kg/cm ²)	ポアソン比 ν	圧縮 強度 σ _c (kg/cm ²)	圧縮強度 にひずみ 係数 ε _{cB}	引張強度 σ _t (kg/cm ²)
76W201	2.45	0.182	312	2653	37.6
80WK02	2.18	—	280	2390	29.9
78WK03	1.29	0.175	134	2250	15.9
80WK05	2.08	—	249	2530	25.1

にコンクリートの材料試験結果を示した。

2.3 加力方法及び測定方法 図2に加力装置を示した。試験体に定軸力13.5tを加え、頂部集中加力により正負交番の繰り返し水平加力実験を行った。荷重履歴は、せん断ひび割れ発生までで1回の繰り返し、その後は変形で制御し、頂部部材角 $R=1/500$ で1回、 $R=1/200, 1/150, 1/100, 1/50$ で各5回の繰り返しを行い、最終的に正側加力で押し切ることを原則とした。

測定は、基礎に固定したゲージホルダーにより各層の水平・鉛直変位のほかに、両側柱を6区間に分けダイヤルゲージにより、その区間の伸縮量を測定した。また、はり・柱主筋、壁筋、コンクリート表面のひずみ測定も行った。

3 実験結果

無開口壁76W201を含めた各試験体の荷重-水平変位曲線および最終破壊状況を図3、図4に示した。また、諸強度実験値、諸強度時変形実験値を計算値と併せ表4、表5に示した。以下に各試験体の破壊過程を述べる。

76W201 柱脚曲げひび割れ、壁板せん断ひび割れの発生のうち、部材角 $R=1/200$ の繰り返しで柱主筋が降伏($\tau=Q/t \cdot \ell=38.1 \text{ Kg/cm}^2$)し、 $R=1/100$ の繰り返しで最大耐力($\tau=40.6 \text{ Kg/cm}^2$)に到達した。破壊は圧縮側脚部のせん断圧縮破壊(柱脚斜めひび割れ、壁隅角部の圧壊)である。

80WK02 開口隅角部の斜めひび割れ、柱脚曲げひび割れ、そして壁部せん断ひび割れ、たれ壁・腰壁部せん断ひび割れの順で初ひび割れが発生した。 $R=1/200$ では柱脚主筋が曲げ降伏($\tau=Q/t \cdot (\ell-\ell_0)=41.0 \text{ Kg/cm}^2$)し、 $R=1/100$ で最大耐力($\tau=45.1 \text{ Kg/cm}^2$)に達する。破壊はそこで壁中央部の圧壊によるが、急激な耐力低下は起さず変形の増大に伴い徐々に破壊が進行した。

78WK03 初期ひび割れはほぼ80WK02と同様である。最大耐力は $R=1/100$ の時、 $\tau=25.7 \text{ Kg/cm}^2$ である。この時、柱脚外側の主筋は降伏しているが、内側の主筋は降伏には到らず、前2体にみられるような明確な降伏現象は起こっていない。最大耐力も他の試験体に比べコンクリート強度が小さかった影響もあり低く、2層所で壁部分の圧壊により耐力低下を起し、2層の柱のせん断破壊により終局に到達した。

80WK05 前2体と同様のひび割れ発生状況であるが、 $R=1/200$ では2層はりにせん断ひび割れが生じている。最大耐力は $R=1/100$ の最初のサイクルで $\tau=44.8 \text{ Kg/cm}^2$ であった。この時、変形モード、柱・梁の主筋に貼ったひ

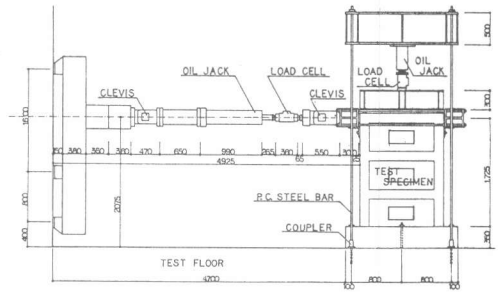


図2 加力装置

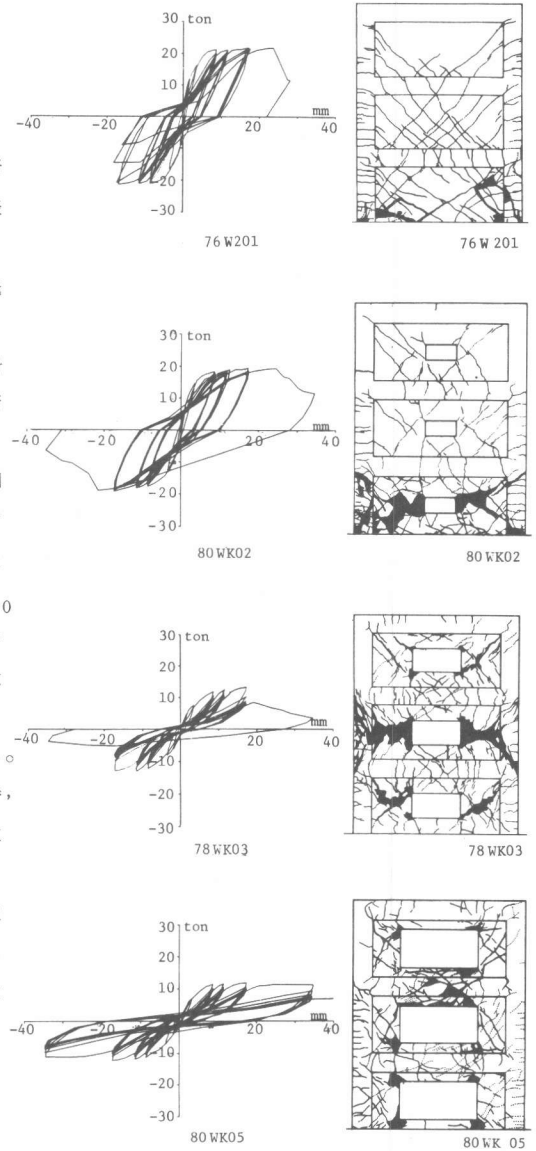


図3 荷重-水平変位曲線

図4 最終破壊状況

表4 諸強度時実験値及び計算値

		曲げ強度荷重				せん断強度荷重				最大荷重					
		実(t)	(kg/cm ²)	④(t)	⑤(t)	実(t)	(kg/cm ²)	τ/Fc	④(t)	実(t)	(kg/cm ²)	τ/Fc	④(t)	⑤(t)	
76H201	正	8.0	14.8	$\frac{9.3}{(0.86)}$	—	12.0	22.2	0.07	$\frac{6.6}{(1.82)}$	21.9	40.6	0.13	$\frac{13.4}{(1.63)}$	$\frac{26.3}{(0.83)}$	$\frac{26.3}{(0.83)}$
	負	-9.0	-16.7	$\frac{8.6}{(0.97)}$	—	-8.0	14.8	0.05	(1.21)	-21.4	39.6	0.13	(1.60)	(0.81)	(0.81)
80WK02	正	3.0	6.9	$\frac{9.8}{(0.31)}$	$\frac{9.4}{(0.32)}$	7.5	17.4	0.06	$\frac{5.0}{(1.50)}$	19.5	45.1	0.16	$\frac{8.3}{(2.35)}$	$\frac{23.6}{(0.85)}$	$\frac{18.9}{(1.03)}$
	負	-3.0	-6.9	$\frac{8.1}{(0.31)}$	$\frac{6.3}{(0.48)}$	-4.0	9.3	0.03	(0.80)	-19.2	44.4	0.16	(2.31)	(0.81)	(1.02)
78WK03	正	3.0	8.3	$\frac{8.6}{(0.35)}$	$\frac{6.3}{(0.48)}$	4.0	11.1	0.08	$\frac{2.4}{(1.67)}$	13.4	37.2	0.28	$\frac{6.4}{(2.09)}$	$\frac{18.9}{(0.71)}$	$\frac{13.2}{(1.06)}$
	負	-1.0	-2.8	$\frac{8.6}{(0.12)}$	$\frac{4.3}{(0.23)}$	-2.5	6.9	0.05	(1.04)	-13.0	36.1	0.27	(2.03)	(0.69)	(1.03)
80WK05	正	1.0	3.7	$\frac{10.0}{(0.10)}$	$\frac{4.3}{(0.23)}$	6.9	25.6	0.10	$\frac{3.1}{(2.23)}$	11.9	44.1	0.18	$\frac{5.1}{(2.33)}$	$\frac{22.4}{(0.53)}$	$\frac{11.2}{(1.06)}$
	負	-1.0	-3.7	(0.10)	(0.23)	-5.0	18.5	0.07	(1.61)	-12.1	44.8	0.18	(2.37)	(0.54)	(1.08)

① $cQ_{BC} = (1.8\sqrt{Fc} + N/A)Z/h$

② 解析2による曲げひび割れ強度

③ $cQ_{SC} = r \cdot t \cdot l \cdot f_s \quad r = \sqrt{h_0/h_1}$

④ $cQ_{S1} = r(Q_w + cQ_c)^2$

⑤ $cQ_{S2} = [0.0679 F_c + 2.21(F_c + 180)/\sqrt{Q_w} + 0.12 + 2.7\sqrt{F_c} \cos \alpha + 0.1 \sigma_j] b a_j^3$

⑥ $cQ_{S3} = r \cdot cQ_{S2}^4$

表5 諸強度時変位及び計算値

試験体	初期変位							せん断強度時変位			終局時変位		
	①(mm)	②(mm)	③(mm)	④/②	⑤(mm)	⑥(mm)	⑦/⑤	δ(mm)	⑥(mm)	R(10 ⁻³)rad	δ(mm)	⑥(mm)	R(10 ⁻³)rad
76H201	0.05	0.06	—	0.83	—	—	—	1.62	0.37	0.94	17.25	0.06	10.00
								-0.56	—	-0.32	-16.91	0.06	-9.80
80WK02	0.06	0.08	0.10	0.75	0.97	0.75	1.29	1.16	0.39	0.67	17.29	0.07	10.02
								-0.51	—	-0.30	-17.30	0.07	-10.03
78WK03	0.23	0.14	0.24	1.60	0.45	0.59	0.77	1.33	0.69	0.77	17.34	0.18	10.05
								-0.26	—	-0.15	-11.56	0.26	-6.70
80WK05	0.27	0.12	0.25	2.25	0.22	0.38	0.59	3.17	0.59	1.84	17.38	0.18	10.08
								-2.07	—	-1.21	-17.26	0.19	-10.01

① 実験値頂部水平変位 (P=1.0 ton)

② 解析1による弾性変形 (P=1.0 ton)

③ 解析2による弾性変形 (P=1.0 ton)

④ $c\delta/\phi$, $c\delta$: 無開口壁とした場合の弾性変形理論値

⑤ $1-1.25(h_0/h_1)^2$

⑥ 実験値弾性率に対する弾性低下率

ずみ測定値からフレーム的な挙動を示していることが判断できた。以後、 $R = 1/50$ の繰返しで2層梁がせん断破壊しているが大きな耐力低下をみせず、フレームの挙動を示したまま大変形 ($R = 1/25$) に到り実験を中止した。

4 実験結果の検討

開口壁の弾塑性域にわたる強度や変形状を評価するための実験式あるいは理論式を展開することは、開口形状の種類の多さから定式化されにくい。ここでは、本実験結果と学会規準式との比較、さらに現在一般的に用いられている方法として、開口の比較的小さい場合に用いる梁の弾性理論(解析1)及び大きい開口(開口周比=0.4以上)を持つ壁に適用される曲げ、せん断変形を考慮した剛域ラーメンの解析(解析2)により試験体の弾性範囲での挙動を、また78WK03、80WK05についてはその破壊モードから崩壊機構を仮定し終局強度の検討を行う。

4.1 強度について 表4に諸強度実験値と計算値を比較示した。曲げひび割れ強度に対しては解析1、解析2においても計算値は実験値よりもかなり大きな値となっているが、開口を除いた実断面に対する軸方向応力は開口の大きさに比例して増加することを考えると実験値が低すぎる結果となっていると思われる。これは開口による局所的な応力集中が原因として考えられる。

せん断ひび割れ強度は学会規準式と比較した。開口を除いた実断面に対する平均せん断応力度をコンクリート強度で除した値 (τ/F_c) は正側で0.06~0.10であり、無開口壁におけるせん断ひび割れ強度が許容せん断応力度と0.1 F_c の範囲に概ねある²⁾という結果に対応している。また、最大耐力に対しては学会規準式、修正大野荒川式との比較検討を行った。表4に示されるように、学会規準に従った開口周比による強度低減率 r を修正大野荒川式にかけた結果がいずれの場合も良く一致している。

78WK03が2層そで壁部分の圧壊により徐々に耐力低下を、また80WK05がフレーム的な挙動ののちに2層の梁がせん断破壊したことから、各々図5に示されるような崩壊機構を考え終局耐力の検討を行った。78WK03では、その耐力が9.4 t、80WK05で9.7 tといずれの場合も、その終局時の耐力に近い結果が得られる。

4.2 初期剛性 表5に、実験値初期変位及び解析値を比較して示した。解析1では開口壁における曲げ変形の計算に用いる壁の断面2次モーメントは開口部分を除いた実断面について算出した。また、せん断変

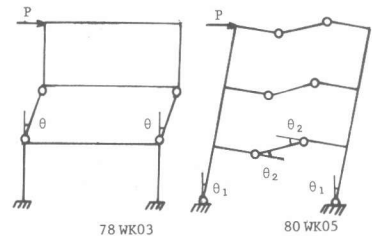


図5 崩壊機構

形は開口の影響を考慮するために、学会規準に従い開口周比による剛性低下率 ($\gamma = 1 - 1.25 \sqrt{\frac{ho\epsilon_o}{hl}}$, 開口周比 0.5 の試験体については適用外であるが準用した) を用いた。また、解析 2 における剛域は開口縁より 0.25 d 入った位置として計算を行った。実験値と計算値を比較すると、80 WK02 では解析 1 が、また 78 WK03, 80 WK05 では解析 2 が良く一致していることがわかる。学会規準では開口壁とみなしうる限界の値を開口周比で 0.4 以下と定めているが、開口周比 0.3 の 78 WK03 でこのような結果が得られた原因はコンクリート強度およびヤング係数が非常に低かったことによるものと思われる。

4.3 変形性状について 図 6 に各試験体の正側荷重-水平変位曲線の包絡線を、図 7 に繰り返しによる耐力低下図を示した。包絡線により各試験体のひび割れ以後の変形性能を比較すると、76 W 201 と 80 WK 02 では類似した性能を示しており、開口の影響があまりみられない。また、78 WK03 ではその耐力・変形性能を他の試験体と比較してみた場合、コンクリート強度の低さが大きく影響していることがうかがえる。

さらに、76 W 201, 80 WK 02 に比べ、78 WK 03, 80 WK 05 では繰り返しによる耐力低下がかなり大きいことがわかる。

5 まとめ

- 1) 76 W 201 と 80 WK 02 を比較すると、破壊経過、変形性能が類似しており開口の影響は、最大耐力に差が生じている程度である。
- 2) 修正大野荒川式による無開口壁のせん断終局強度推定値に、学会規準の開口による強度低減率 ($\gamma = 1 - \sqrt{\frac{ho\epsilon_o}{hl}}$) を乗じた値は、開口壁最大耐力実験値にいずれも近い値が得られた。
- 3) 実験値初期剛性と計算値の比較から、80 WK 02 では開口を考慮した片持梁の弾性理論値が、また 78 WK 03, 80 WK 05 では、曲げ、せん断変形を考慮した剛域ラーメンによる解析値が比較的よく適合した。

本報の実験は、昭和 55 年度文部省科学研究費補助金 (代表・佐藤稔雄教授) によって実施されたものである。本報をまとめるにあたり日本大学教授佐藤稔雄博士、小野新助教に終始御指導頂いた。また実験に協力頂いた佐藤・小野両研究室の卒研生諸氏に感謝致します。

参考文献

- 1). 佐藤・小野 他 “鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する実験研究 (第 1 報 無開口 3 層耐震壁の実験) 、 (第 2 報 無開口 3 層耐震壁の強度・剛性並びに曲げ挙動)” 日本大学理工学研究所所報 昭和 55 年 7 月
- 2). 日本建築学会 “鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説” 1979 年
- 3). 広沢雅也 “既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析” 建設省建築研究所 建築研究資料 NO.6、1975 年 3 月
- 4). 日本特殊建築安全センター “既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準付解説”
- 5). 武藤 清 “耐震設計シリーズ 1 耐震計算法” 丸善

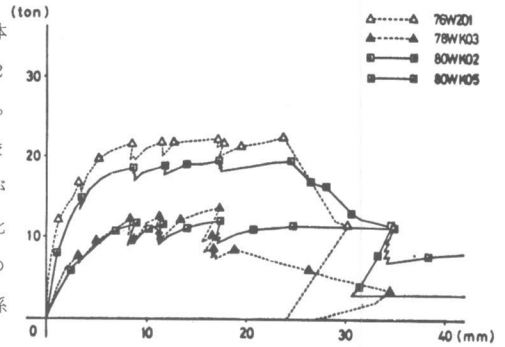


図 6 荷重-水平変位曲線包絡線

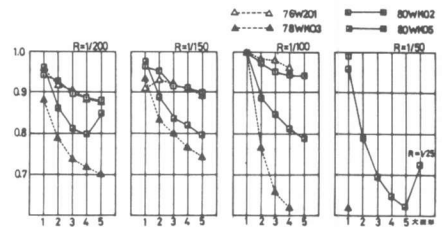


図 7 繰り返しによる耐力低下