

論文 応力調整機構を設けた鉄筋コンクリート造壁付き十字形部分架構の構造性能評価

渡邊 秀和*1・向井 智久*1・毎田 悠承*2

要旨: 鉄筋コンクリート造建物に見られる非耐力壁を有効に利用することを目的として、腰壁・垂れ壁・袖壁が取付いた3体の十字形部分架構試験体の静的加力実験を実施した。この試験体では、応力の集中する壁端部に壁筋をカットオフした機構（応力調整機構）を設け、損傷を抑制することを計画した。実験の結果、応力調整機構の有無による各試験体の構造性能が得られた。また、平面保持を仮定した曲げ断面解析を用いて試験体の耐力計算を実施した結果、精度よく評価することができた。

キーワード: 応力調整機構, 十字形部分架構, 付帯壁

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート造（以下、RC造）建物には構造計画上以外の様々な理由で、架構に垂れ壁および腰壁などの非耐力壁が計画されることが多い。最近の研究では、このような非耐力壁を有効に利用するために、壁厚を厚くし配筋を強化した壁を用いた研究が報告されている（例えば1）。一方で架構に張り出し長さの長い壁が取付く場合は、当該壁端部に応力が集中し、変形の小さい段階で損傷が大きくなる可能性がある。このような壁端部の損傷を抑制することを目的として、壁端部で壁筋をカットオフした機構を有する部材の実験が報告されている（例えば2,3）。本研究では、このような壁端部の損傷を抑制する機構を応力調整機構と称する。本研究では、腰壁・垂れ壁・袖壁が取付いた十字形部分架構を対象として、壁端部に応力調整機構を設けた場合の部分架構の構造性能の把握を目的として静的加力実験を実施した。

に拘束筋を施した。試験体配筋図を図-1および図-2に、試験体諸元を表-1に、材料試験結果を表-2に示す。

表-1 試験体諸元

試験体名	J1	J1-C	J1-S
柱断面	180mm × 238mm		
柱主筋	4-D10, 8-D6		
柱フープ, 柱中子筋	D4@30mm, D4@30mm		
梁断面	200mm × 200mm		
梁主筋	6-D10		
梁スターラップ	D4@65mm		
袖壁厚さ × 長さ	80mm × 200mm		
袖壁縦筋, 袖壁端部筋	4-D4, 4-D6 (壁1枚あたり)		
袖壁横筋	D4@30mmダブル		
袖壁拘束筋	D4@30mm		
腰壁・垂壁厚さ × 高さ	80mm × 334mm		
腰壁・垂壁横筋, 端部筋	10-D4, 4-D6 (壁1枚あたり)		
腰壁・垂壁縦筋	D4@65mmダブル		
腰壁・垂壁拘束筋	D4@65mm		
応力調整機構長さ	0mm	334mm	167mm
スリット長さ	0mm	0mm	167mm

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本研究では、梁破壊が先行する十字形部分架構試験体3体を用いて載荷実験を実施した。本研究では、文献4)の袖壁付き柱(S15A04試験体)および文献5)の腰壁・垂れ壁付梁(R-B15T15C試験体)をモデルに試験体を設計した。ただし、既往の文献4,5)では、試験体スケールは1/2であったが、本実験では1/3として設計を行った。試験体J1は、腰壁・垂れ壁端部に応力調整機構を設けない試験体である。一方、J1-Cは図-2(b)のように応力調整機構の長さを壁の高さと同じ334mm設けた試験体である。また、J1-Sは応力調整機構の長さを壁の高さの半分の167mm設け、もう半分を構造スリットで絶縁した試験体である。J1およびJ1-Cの腰壁・垂れ壁端部には、拘束筋を配筋している。一方、J1-Sでは応力調整機構部分

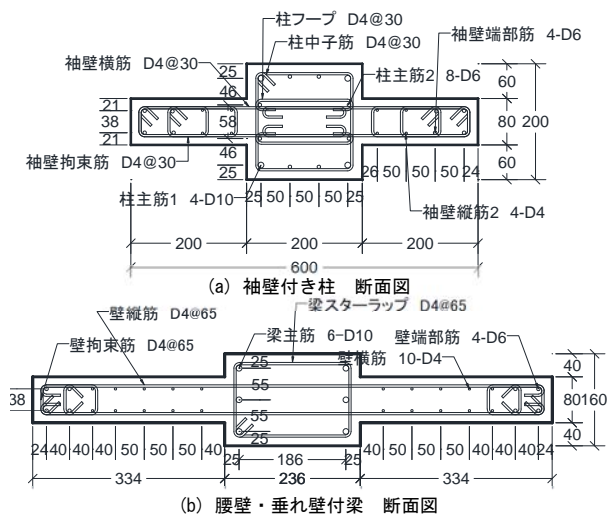


図-1 試験体断面図

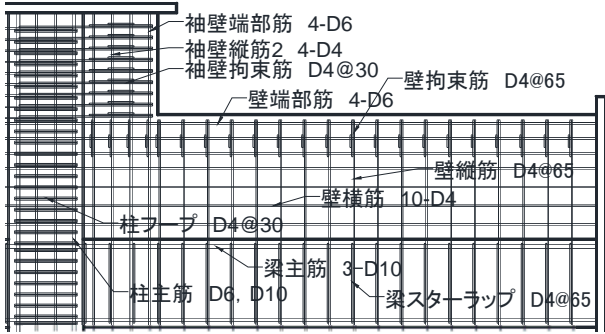
*1 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 博士（工学）（正会員）

*2 国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部 主任研究官 博士（工学）（正会員）

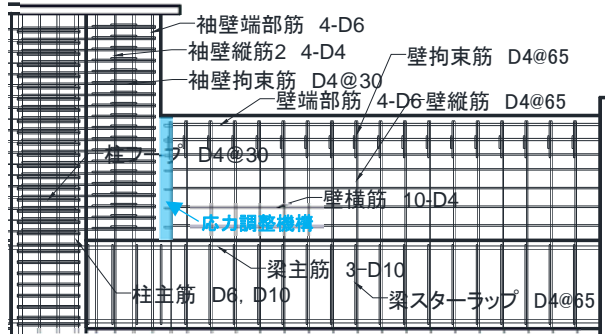
表-2 材料試験結果

鉄筋種類	ヤング係数 (GPa)	降伏強度 (MPa)	降伏歪 (%)	引張強度 (MPa)
D4 (SD295A)	191	407	0.429	544
D6 (SD295A)	198	373	0.435	543
D10 (SD345)	199	398	0.220	539

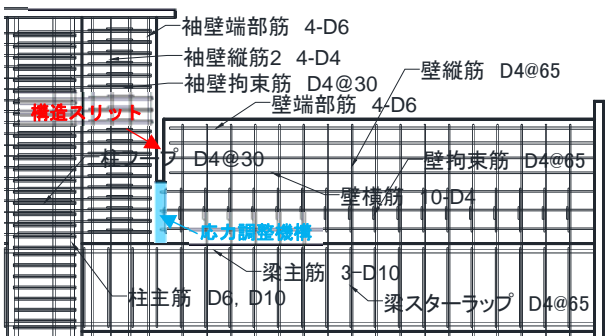
試験体名	J1	J1-C	J1-S
コンクリート圧縮強度 (MPa)	37.1	40.3	38.5
軸力 (kN)	222.3	241.5	231.1



(a) J1 試験体



(b) J1-C 試験体



(c) J1-S 試験体

図-2 試験体配筋図

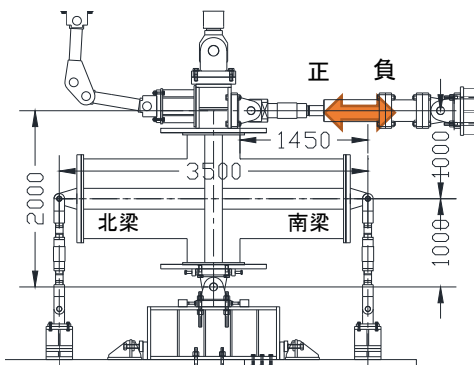


図-3 加力装置

2.2 加力方法

加力状況を図-3 に示す。試験体の上部に取り付けた軸力ジャッキを用いて、所定の軸力を一定軸力で作用させた。この軸力は表-2 に示したコンクリート圧縮強度に柱断面積を乗じ、さらに0.15を乗じた値を作用させた。その後、水平ジャッキを用いて、正負漸増繰返し載荷を行った。載荷装置の上下のピンの位置で計測した相対水平変形を、上下のピンの距離で除して制御用の層間変形角 R とした。加力は変位制御で行い、 $R = \pm 0.125\%$ を1回、 $R = \pm 0.25\%$, $\pm 0.50\%$, $\pm 1.0\%$, $\pm 2.0\%$, $\pm 3.0\%$, $\pm 4.0\%$ を2回とした。

3. 実験結果

3.1 実験経過および破壊性状

図-4 にせん断力 Q -層間変形角 R 関係を、図-5 に試験体最終破壊状況を、表-3 に実験値一覧を示す。なお、限界変形角は文献4)5)の方法で判定した。

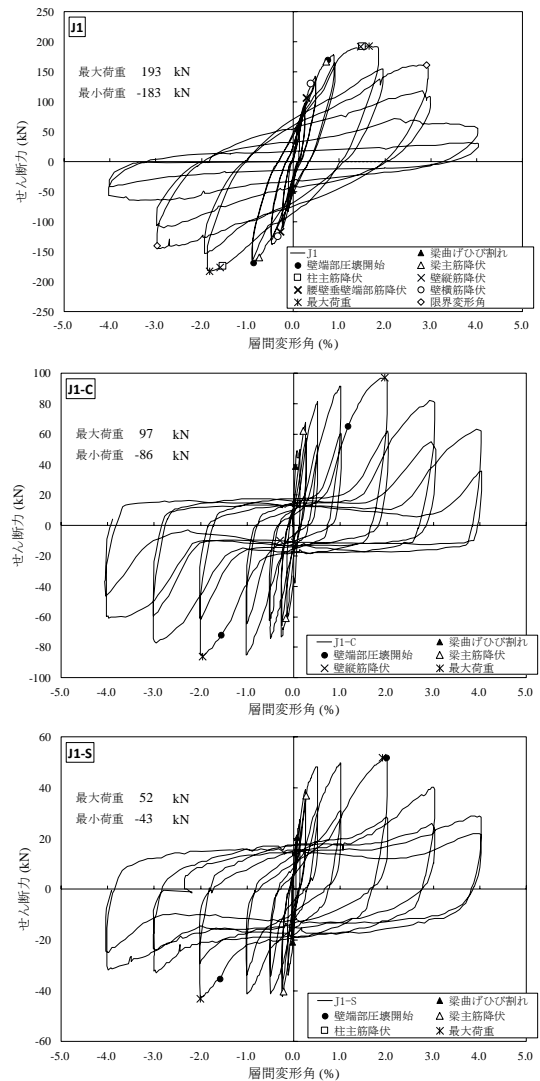


図-4 せん断力 Q -層間変形角 R 関係

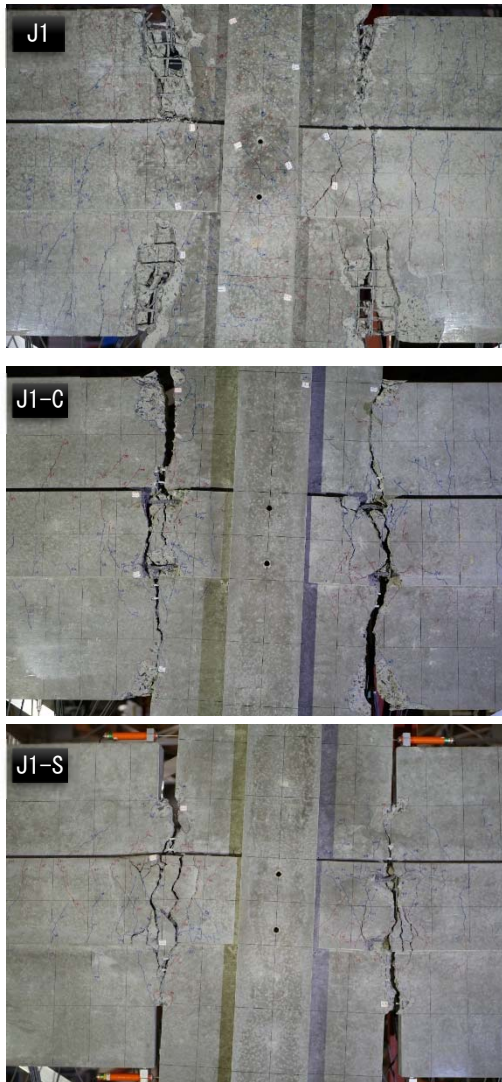


図-5 試験体最終破壊状況

J1 は、 $R=\pm 0.125\%$ サイクルにおいて袖壁端部に曲げひび割れが目視により確認された。また、その後 $R=\pm 0.5\%$ サイクルにおいて腰壁垂れ壁の壁端部筋や横筋が降伏した。 $R=\pm 1.0\%$ サイクルで、梁主筋の降伏が観測され、その後壁圧縮端部の圧壊が始まった。 $R=\pm 2.0\%$ サイクルで、柱主筋および袖壁縦筋が降伏した後最大耐力を記録した。限界変形角は、正負共に $R=3.0\%$ であった。実験結果では最大耐力直前に柱主筋の降伏が観測されていることや、図-5 のように破壊線が袖壁にもかかっていることから、破壊形式は袖壁の損傷を伴う梁崩壊型「B+W」と考えられる。

J1-C および J1-S は、同様の破壊経過をたどった。 $R=\pm 0.125\%$ サイクルにおいて袖壁端部のカットオフされた位置に曲げひび割れが目視により確認された。また、その後この場所の曲げひび割れが大きく開いていき、 $R=\pm 0.25\%$ サイクルで梁主筋の降伏が見られた。その後、せん断力は上昇するものの、各サイクルの2周目では、ピーク時のせん断力が1周目に比べて低下する傾向が見

られた。その後最大荷重を $R=\pm 2.0\%$ サイクルで記録した。以上より、破壊形式は袖壁の損傷がない梁崩壊型「B」となった。

表-3 実験値一覧

J1	正側		負側	
	変形角 (%)	荷重 (kN)	変形角 (%)	荷重 (kN)
梁曲げひび割れ	0.099	56	-0.018	-48
壁端部圧壊開始	0.748	169	-0.862	-169
最大荷重	1.66	193	-1.83	-183
柱主筋降伏	1.51	192	-1.54	-174
梁主筋降伏	0.72	167	-0.75	-160
壁横筋降伏	0.39	130	-0.33	-125
腰壁垂れ壁端部筋降伏	0.29	106	-0.28	-117
壁縦筋降伏	1.47	192	-1.59	-177
袖壁端部筋降伏	0.83	176	-0.88	-170
限界変形角	2.91	161	-2.96	-140
J1-C	正側		負側	
	変形角 (%)	荷重 (kN)	変形角 (%)	荷重 (kN)
梁曲げひび割れ	0.037	39	-	-
壁端部圧壊開始	1.169	65	-1.555	-72
最大荷重	1.96	97	-1.96	-86
柱主筋降伏	4.29	39	-	-
梁主筋降伏	0.21	62	-0.17	-61
壁横筋降伏	-	-	-0.92	-10
腰壁垂れ壁端部筋降伏	3.36	13	-	-
壁縦筋降伏	0.02	-11	-0.29	-10
袖壁端部筋降伏	2.44	70	-0.19	12
限界変形角	2.00	95	-2.01	-84
J1-S	正側		負側	
	変形角 (%)	荷重 (kN)	変形角 (%)	荷重 (kN)
梁曲げひび割れ	0.069	20	-0.023	-21
壁端部圧壊開始	1.995	52	-1.584	-35
最大荷重	1.91	52	-2.01	-43
柱主筋降伏	5.59	22	-	-
梁主筋降伏	0.26	37	-0.23	-40
壁横筋降伏	-	-	-1.62	13
腰壁垂れ壁端部筋降伏	-	-	-1.40	-11
壁縦筋降伏	1.12	13	-4.04	-17
袖壁端部筋降伏	1.08	-13	-0.12	-12
限界変形角	2.00	51	-2.01	-43

3.2 試験体の等価粘性減衰定数

各試験体の等価粘性減衰定数 h_{eq} について式(1)を用いて計算を行った。計算結果を表-4 および図-6 に示す。なお、式(1)に示すように、等価粘性減衰定数の基準となる分母の等価ポテンシャルエネルギーは1周目と2周目のそれぞれを用いて計算を行った。

J1 の h_{eq1} は、 $R=4.0\%$ まで 10% 以下であり、一般的な RC 部材の h_{eq} が 15%~20% とすると、これより小さな値となった。これは、 $R=2.0\%$ サイクルおよび $R=4.0\%$ サイクルにおいて、壁端部の圧壊により2周目のピーク荷重が1周目のピーク荷重よりも小さくなったことが原因と考えられる。J1-C の h_{eq1} は 5.0~7.0% 程度となり、一般的な RC 部材より小さな値となった。これは、各サイクルの2周目では、ピーク時のせん断力が1周目に比べて低下したことが原因と考えられる。2周目は1周目で進展した梁の軸伸び変形によって、応力調整機構部分のひび割れ幅が大きくなる。このことから、ひび割れ幅が閉塞し、応力調整機構部分が圧縮力を負担し始める層間変形角が遅くなるためと考えられる。J1-S の h_{eq1} は、 $R=4.0\%$ で 12.69% となり、一般的な RC 部材より小さいものの、ほかの試験体よりは大きくなった。 h_{eq1} が小さい理由は J1-C と同様と考えられる。J1-S は応力調整機構が短い最大耐力が J1-C と比べ小さいため、 W_{e1} も小さくなっ

た。このことから J1-S の h_{eq1} が J1-C よりも大きくなったと考えられる。

$$h_{eq1} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W_{e1}} \right), \quad h_{eq2} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W_{e2}} \right) \quad (1)$$

ただし、 ΔW : 2 周目の履歴ループの面積
 W_{e1} : 1 周目の等価ポテンシャルエネルギー
 W_{e2} : 2 周目の等価ポテンシャルエネルギー

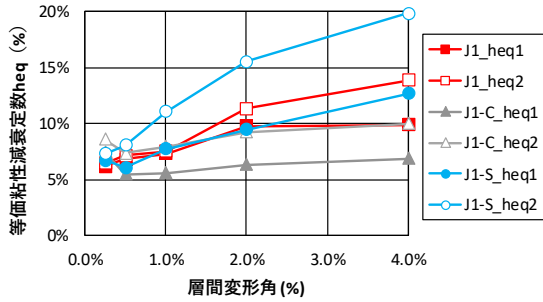


図-6 等価粘性減衰定数 h_{eq} —層間変形角 R 関係

表-4 等価粘性減衰定数一覧

	J1		J1-C		J1-S	
	heq1	heq2	heq1	heq2	heq1	heq2
R=0.25%	6.18%	6.43%	7.45%	8.58%	6.72%	7.34%
R=0.5%	6.82%	7.14%	5.47%	7.36%	6.08%	8.05%
R=1.0%	7.32%	7.53%	5.57%	7.96%	7.74%	11.07%
R=2.0%	9.80%	11.36%	6.32%	9.26%	9.47%	15.54%
R=4.0%	9.88%	13.87%	6.90%	10.01%	12.69%	19.82%

3.3 限界変形角の評価

表-3 には、実験値として層間変形角における限界変形角を示したが、本節では壁付梁部材の部材角としての限界変形角の検討を行う。J1 の南北それぞれの壁付梁の部材端モーメント—部材角関係を図-7 に示す。ここで部材端モーメントは、壁付梁に作用するせん断力と、支持点から袖壁フェイスまでの距離 (1.45m) を乗じた値とした。ただし、壁付梁に作用するせん断力は、それぞれの梁の支持点に設置したロードセルによる計測値を用いた。部材角は、試験体に設置した変位計により、南北それぞれの壁付梁の計測値を用いた。文献 4) 5) の方法で判定した限界変形角 (最大耐力の 80% まで低下した点の変形角、ただし 2 周目および次サイクルで最大耐力の 80% を超えない場合、1 周目のピーク変形点での変形角とする) の実験値を表-5 に示す。なお、J1 の南梁の実験値は計測不備により計測できなかった。

図-7 および表-5 を見ると、J1 は正側の変形が負側の変形よりも大きくなっているものの、北梁と南梁はほとんど同じ挙動を示していることがわかる。限界変形角は、1.15%~1.55% であり、文献 4) の R-B15T15C 試験体の限界変形角 (正側 : 3.14%, 負側 : 3.08%) と比べると

小さくなった。これは、本試験体のように十字形部分架構では、部材単体の実験時と比べ、壁の交差部に大きな応力が作用し早期に圧壊するためと考えられる。応力調整機構を設けた J1-C および J1-S は、最大耐力を記録したサイクルの 2 周目で 80% 以下に低下したため、限界変形角がそれぞれ 1.62%~1.64% と 1.48%~1.90% となった。

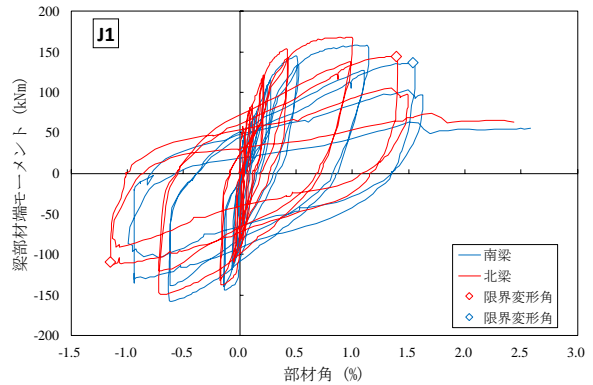


図-7 部材端モーメント—部材角関係

表-5 限界変形角および最大モーメント

		限界変形角 (%)			最大モーメント (kNm)		
		正側	負側	平均	正側	負側	平均
		J1	北梁	1.39	-1.15	1.27	168
	南梁	1.55	-	1.55	158	-158	158
J1-C	北梁	1.63	-1.64	1.63	91	-71	81
	南梁	1.62	-1.62	1.62	77	-79	78
J1-S	北梁	1.48	-1.90	1.69	50	-33	42
	南梁	1.51	-1.86	1.69	43	-46	44

3.4 初期剛性の評価

本研究では、正側加力時のせん断力 Q—層間変形角 R 関係 (図-8) において、载荷開始点と曲げひび割れ点 (図-8 の▲) を結んだ線の傾きを初期剛性とする。

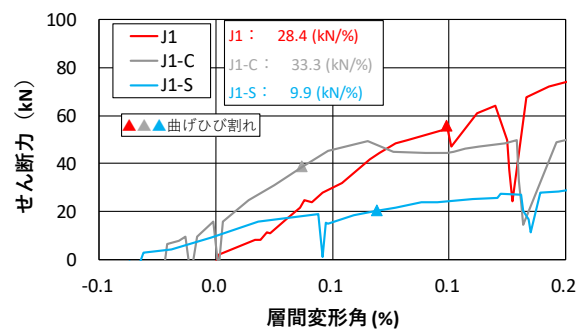


図-8 初期剛性一覧

図-8 を見ると、J1 と J1-C は、初期剛性の値が近い。これは、J1-C の梁が曲げひび割れするまでは応力調整機構のコンクリートが引張力を負担するためと考えられる。一方、J1-C は曲げひび割れ後にコンクリートが引張力を負担できなくなり剛性が非常に小さくなった。

4. 考察

4.1 既往の評価法を用いた J1 試験体の耐力評価

本節では、J1 の耐力評価を行う。文献 6) では、RC 造壁付き十字形部分架構の破壊モードおよび耐力評価の方法が示されている。そこで、本研究でも文献 6) の方法を用いて耐力評価を実施する。

壁付梁断面のフェイスモーメント M_{bu} は、袖壁フェイス位置を危険断面として計算する。同様に、壁付き柱断面のフェイスモーメント M_{cu} および M_c は、袖壁フェイス位置を危険断面として計算する。ここで、 M_{bu} および M_{cu} は部材の終局モーメントとして、完全塑性理論を用いて算定する。一方 M_c は、圧縮側コンクリートの圧縮縁応力を F_c とした三角形分布とし、平面保持の仮定から柱主筋・袖壁端部筋の応力を算定し、圧壊が生じる直前の袖壁付き柱の曲げモーメントを算定する。それぞれのモーメントを十字形部分架構の中心節点モーメント M_{jbu} , M_{jcu} , M_{jc} として計算し、フローチャートによって破壊形式の決定と耐力評価を行う。

各値や破壊形式の計算結果を表-6「文献 6) の方法」の欄に示す。表-6 に示すように、破壊形式は袖壁の損傷がない梁崩壊型「B」となり実験における破壊形式(袖壁の損傷を伴う梁崩壊型「B+W」)と異なる結果となった。また、梁のフェイスモーメントの実験値と計算値を比べると、実験値/計算値が 1.09 と実験値が大きい。また、試験体のせん断力 Q においても、実験値/計算値が 1.07 と実験値が大きい。

表-6 J1 試験体の耐力評価結果

計算結果	M_{bu}	M_{cu}	M_c	M_{jbu}	M_{jcu}	M_{jc}	M_{jcu}/M_{jbu}	M_{jc}/M_{jbu}	最大水 平力 Q	破壊 形式
	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm			kN	
文献6) の方法	146	128	102	176	234	186	1.33	1.06	176	B
曲げ断 面解析	154	121	118	185	220	215	1.19	1.16	185	B

実験値	計算値 M_{bu}	実験値 (正負平均、 南北平均)	実/計	最大せん 断力 Q	実験値 (正負平均)	実/計
	kNm	kNm		kN	kN	
文献6) の方法	146	158	1.09	176	188	1.07
曲げ断 面解析	154	158	1.03	185	188	1.01

4.2 曲げ断面解析と既往の評価法を用いた J1 試験体の耐力評価

試験体耐力の評価精度の向上を目的として、4.1 節で示した既往の評価法において、 M_{bu} , M_c , M_{cu} の値を平面保持を仮定した曲げ断面解析による曲げ耐力の計算値に置き換えた評価を行う。本研究の断面解析で用いる材料モデルを図-9 に示す。コンクリートの材料モデルは、修正 Kent- Park model⁷⁾ (せん断補強筋または拘束筋で囲まれたコンクリートはコンファインド効果を考慮する) を、鉄筋の材料モデルは、Bilinear model を用いた。各モデル

の材料定数はそれぞれの材料試験結果の値を用いた。図-10 に部材の断面分割図を示す。なお今回は、 M_{bu} および M_{cu} の計算値は解析による最大モーメントを、 M_c の計算値は、圧縮縁のコンクリートの応力が図-9 (a) の f'_c に達したときのモーメントを用いた。

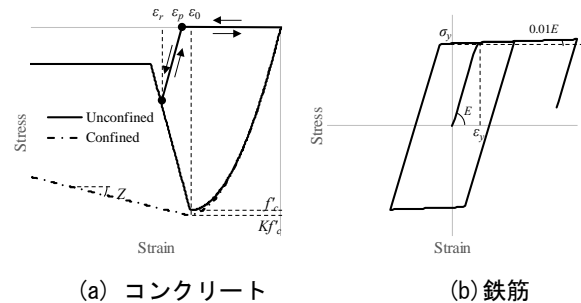


図-9 材料モデル

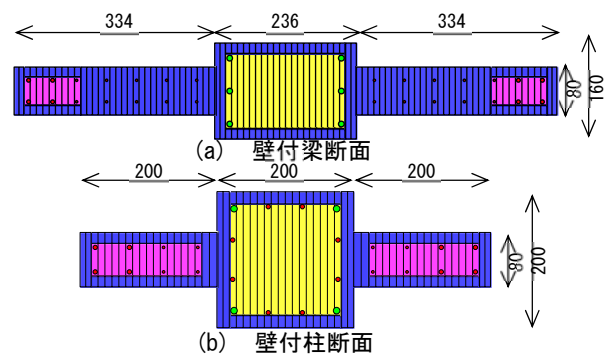


図-10 J1 試験体断面分割図

断面解析によって得られた計算値を表-6「断面解析」の欄に示す。既往の評価法と同様に、破壊形式は「B」となり実験における破壊形式と異なる結果となった。一方、梁フェイスモーメントの実験値と計算値を比べると、実験値/計算値が 1.03 と評価精度が向上した。また、試験体のせん断力 Q においても、実験値/計算値が 1.01 と評価精度が向上した。

4.3 応力調整機構を設けた試験体の耐力評価

本節では、応力調整機構を設けた試験体の耐力評価を行う。4.1 節と同様に平面保持を仮定した曲げ断面解析による曲げ耐力の計算を実施する。なお、J1-C および J1-S の壁付き梁は明らかに袖壁フェイス位置が危険断面位置であり、かつ梁破壊先行の破壊性状のため、断面解析は壁付梁のみを実施し評価した。使用した材料モデルは J1 と同様としたが、応力調整機構では鉄筋がカットオフされているため引張応力を負担しない。そこで、アンボンド PCaPC 造梁における既往の解析手法⁸⁾ を参考に、カットオフされた鉄筋は圧縮応力のみ負担できるモデルとした。図-11 に部材の断面分割図を示す。J1-S の構造スリ

ット部分は無視し、応力調整機構部分のみを考慮した。実験値と同様に、曲げ終局モーメントの計算値は解析による最大モーメントを、曲げ降伏モーメントの計算値は梁主筋が引張降伏したときのモーメントを用いた。

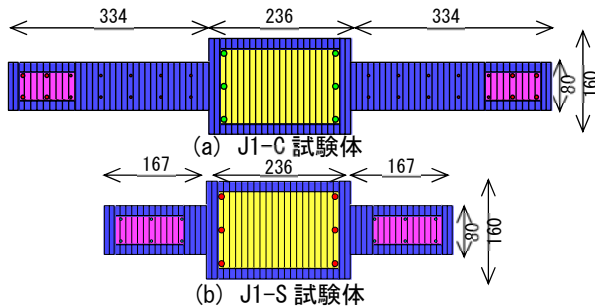


図-11 試験体断面分割図

表-7 J1-C および J1-S 試験体の耐力評価結果

		J1-C		J1-S		
		正側	負側	正側	負側	
計算値	曲げ降伏モーメント	kNm	53.3	31.0		
	梁曲げ降伏時せん断力	kN	64.3	37.4		
	曲げ終局モーメント	kNm	73.3	42.2		
	梁曲げ終局時せん断力	kN	88.5	50.9		
実験値	梁曲げ降伏時せん断力	kN	62.3	-60.8	36.9	-40.3
	梁曲げ終局時せん断力	kN	97.1	-86.2	51.8	-43.3
実/計	梁曲げ降伏時せん断力		0.97	0.95	0.99	1.08
	梁曲げ降伏時せん断力 (正負平均)		0.96		1.03	
	梁曲げ終局時せん断力		1.10	0.97	1.02	0.85
	梁曲げ終局時せん断力 (正負平均)		1.04		0.93	

断面解析によって得られた計算値を表-7に示す。梁曲げ降伏時せん断力について、正負平均の実験値を計算値で除すと、J1-Cで0.96、J1-Sで1.03となり、精度よく評価することができた。梁曲げ終局時のせん断力は、正側の実験値が負側の実験値よりも大きいため、精度にばらつきがあるものの、正負平均の実験値を計算値で除すと、J1-Cで1.04、J1-Sで0.93となり、精度よく評価することができた。

5. まとめ

応力調整機構を設けたRC造壁付き十字形部分架構について静的加力実験を行った結果、以下の知見を得た。

- (1) 応力調整機構のないJ1の破壊形式は、破壊形式は袖壁の損傷を伴う梁崩壊型「B+W」になった。限界変形角は梁の部材角で1.15%~1.55%となった。部材単体の実験時と比べ、壁の交差部に大きな応力が作用し早期に圧壊するため、部材単体の界変形角よりも小さくなった。
- (2) 応力調整機構を設けたJ1-CおよびJ1-Sは応力調整機構によって壁端部の応力が緩和され、袖壁の損傷がない梁崩壊型「B」の破壊形式になった。一方で、最大耐力付近のサイクルの2周目では、ピーク時の

せん断力が1周目に比べて低下する傾向が見られた。そのため、試験体の等価粘性減衰定数は一般的な鉄筋コンクリート造部材よりも小さな値となった。

- (3) 応力調整機構のないJ1の耐力評価を既往の方法と断面解析を用いた方法を用いた結果、断面解析を用いた方法の方が精度よく評価できた。
- (4) 応力調整機構を設けたJ1-CおよびJ1-Sは、断面解析を用いてその曲げ降伏耐力と曲げ終局耐力の計算を行った結果、応力調整機構や構造スリットを適切に考慮することで精度よく評価できた。

謝辞

本研究は、JSPS 科研費 JP17K14758 の助成を受けたものです。また(国研)建築研究所一般課題「応力調整機構を利用した鉄筋コンクリート造壁付き部材の構造性能評価に関する研究」により実施した。

参考文献

- 1) 壁谷澤寿一ほか：袖壁付き柱を活用した実大5層鉄筋コンクリート造建築物の載荷実験，日本建築学会構造系論文集，Vol.81，No.720，pp.313-322，2016.2
- 2) 森悠吾ほか：壁筋の定着を除去した二次壁を有する鉄筋コンクリート梁部材の耐震性能評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.199-200，2018.9
- 3) 椿美咲子ほか：耐力向上と損傷抑制を目的とした壁縦筋を定着しない袖壁付柱部材の開発研究 その1~2，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.291-294，2018.9
- 4) 都祭弘幸ほか：高密配筋された腰壁・垂れ壁を有する実大および縮小RC梁試験体の構造性能に関する実験的研究 その1~2，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.195-198，2018.9
- 5) 谷昌典ほか：高密配筋された袖壁を有する実大および縮小RC袖壁付き柱試験体の構造性能に関する実験的研究 その1~3，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.277-282，2018.9
- 6) 平林道大，中村聡宏，勅使川原正臣：鉄筋コンクリート造非耐力壁付き十字型柱梁架構の破壊性状に関する研究，構造工学論文集，Vol.62B，pp.187-196，2016.3
- 7) B.D. Scott, R. Park, M.J.N. Priestley: Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates ACI Journal, 79 (1), pp. 13-27, 1982.
- 8) 渡邊秀和ほか：ファイバーモデル解析を用いたアンボンドPCaPC造梁の損傷評価，日本建築学会構造系論文集，Vol.81，No.729，pp.1921-1931，2016.11