

論文 袖壁・腰壁・垂れ壁付き柱梁十字型接合部の剛域設定の評価に関する実験的研究

西倉 幾^{*1}・田才 晃^{*2}・楠 浩一^{*3}・福山 洋^{*4}

要旨：腰壁・垂れ壁付部材を用いる際、柱梁接合部における剛域の評価が重要であるが、腰壁・垂れ壁付柱梁接合部による既往の実験的研究は少なく十分な知見が蓄積されていない。そこで本論文では、壁厚、壁高さをパラメータとした袖壁・腰壁・垂れ壁付き柱梁接合部試験体を作成し、壁の形状の違いが腰壁・垂れ壁付き梁部材の弾性時および梁主筋降伏時の剛域長さに与える影響の差異を静的載荷実験により明らかにした。

キーワード：腰壁、垂れ壁、柱梁接合部、剛域

1. はじめに

腰壁・垂れ壁付部材を用いたRC構造物において、柱や梁の剛性およびせん断耐力を計算する際のせん断スパンを求めるためには、柱梁接合部における剛域の評価方法が重要である。しかし、現在、剛域の計算方法についての定量的な資料が不足している。既往の研究では、FEM解析による研究¹⁾や、加力スタブを用いた壁付柱部材による実験的研究²⁾はあるが、腰壁・垂れ壁付柱梁接合部による実験的研究³⁾は少なく十分な知見が蓄積されていない。

そこで本研究では、袖壁・腰壁・垂れ壁付柱梁接合部における剛域の評価方法確立のために、壁厚、壁高さをパラメータとした袖壁・腰壁・垂れ壁付柱梁接合部試験体を作成し、壁の形状の違いが腰壁・垂れ壁付き梁部材の弾性時および梁主筋降伏時の剛域長さに与える影響の把握を目的に静的載荷実験を行った。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

本研究では、7層のRC造建築物における下層の袖壁・腰壁・垂れ壁付柱梁接合部を想定し、試験体スケール5/12の縮小試験体を作製した。試験体諸元を表-1に、材料特性一覧を表-2に、試験体配筋図を図-1に示す。試験体は既往の研究⁴⁾におけるSP-BW1試験体と同一の梁断面としたSP-J1試験体を基準試験体とし、壁をなくし柱梁のみとしたSP-J0試験体、壁厚を50mmとし、壁筋をダブル配筋からシングル配筋としたSP-J2試験体、および腰壁・垂れ壁高さを200mmに短くしたSP-J3試験体の計4体を作製した。破壊形式はいずれの試験体も梁の曲げ降伏が先行するように設計を行った。表-1中の柱梁曲げ耐力比の算出には、文献⁵⁾による変断面を考慮した柱および梁の曲げ耐力式を用いた。

表-1 試験体諸元

	SP-J0	SP-J1	SP-J2	SP-J3
梁幅 (mm)	200			
梁せい (mm)	300			
梁主筋	3-D13			
引張鉄筋比 p_t	0.63%			
あばら筋	2-D6@100 [SD295]			
あばら筋比 p_w	0.32%			
柱幅 (mm)	320			
柱せい (mm)	320			
柱主筋	12-D13 [SD345]			
柱主筋比 p_g	1.48%			
帯筋	2-D10@50 [SD295]			
帯筋比 p_w	0.89%			
壁幅 (mm)	80	50	80	
垂れ壁・腰壁高さ (mm)	350		200	
袖壁長さ (mm)	350			
壁筋	2-D4@150 [SD295]	1-D4@100 [SD295]	2-D4@150 [SD295]	
壁横筋比	0.23%	0.28%	0.23%	
壁端部筋	4-D6 [SD345]	2-D6 [SD345]	4-D6 [SD345]	
コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)	30			
柱梁曲げ耐力比	3.89	3.04	3.65	3.80

表-2 材料特性一覧

コンクリート				
試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時歪 (%)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
SP-J0	35.6	0.201	2.76×10 ⁴	2.90
SP-J1	34.8	0.201	2.72×10 ⁴	3.09
SP-J2	32.2	0.187	2.78×10 ⁴	2.47
SP-J3	34.8	0.185	2.78×10 ⁴	2.78

コンクリートのヤング係数は最大圧縮強度の1/3と原点を結んだ傾きとした

鉄筋				
鉄筋種類	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏歪 (%)	引張強度 (N/mm ²)
D4 (SD295)	1.81×10 ⁵	359 [*]	0.413	511
D6 (SD295)	1.91×10 ⁵	359 [*]	0.413	522
D6 (SD345)	1.93×10 ⁵	346 [*]	0.389	550
D10 (SD295)	1.92×10 ⁵	374	0.210	540
D13 (SD345)	1.89×10 ⁵	365	0.240	555

^{*}印は0.2%オフセット耐力とした

*1 横浜国立大学大学院 工学府 大学院生 (学生会員)
 *2 横浜国立大学大学院 工学研究院 教授・工博 (正会員)
 *3 横浜国立大学大学院 工学研究院 准教授・博士(工学) (正会員)
 *4 独立行政法人建築研究所 上席研究員・工博 (正会員)

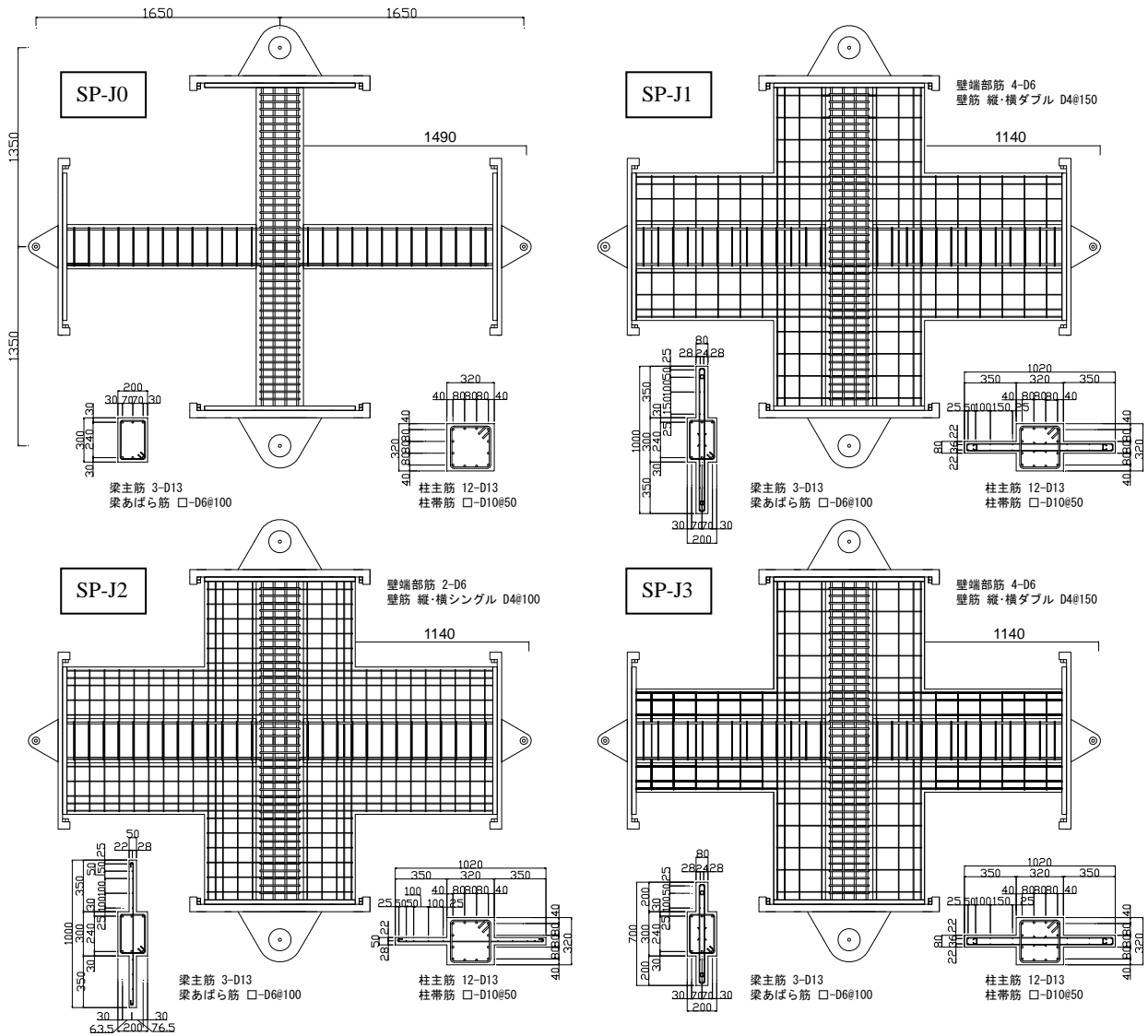


図-1 試験体配筋図 (mm)

2.2 加力方法

加力は、図-2に示す加力装置を用いて行った。水平ジャッキにより正負交番繰り返し荷重を行い、加力中は2本の鉛直ジャッキにより試験体上部にある加力ビームの回転がほぼ0となるように制御した。また、柱には柱断面積に対する軸力比0.2相当の定軸力614.4kNを作用させた。軸力比のコンクリート圧縮強度の値は30(N/mm²)とした。

加力履歴は、まず荷重制御で±50% Q_{cr} 、±100% Q_{cr} を目標に各1サイクルずつ荷重を行い、その後変位制御で層間変形角 $R=±1/1200$ 、±1/800、±1/400、±1/200、±1/100、±1/50を目標に各2サイクル、±1/25(rad.)を1サイクルとする荷重を行った。ここで Q_{cr} は、梁の危険断面が曲げびり割れモーメント bM_{cr} に達する時の梁のせん断力 bQ_{cr} を層せん断力に変換した値であり、試験体加力前に式(1)を用いて計算を行った。なお、図-3で示すように壁なし試験体SP-J0に関しては、柱フェイス位置(A-A'断面)を危険断面とし、壁付試験体SP-J1~J3に関しては、袖壁

フェイス位置(B-B'断面)を危険断面とした。コンクリート圧縮強度は30(N/mm²)として計算を行った。

$$Q_{cr} = bQ_{cr} \cdot b'l / c' \quad (1)$$

ただし、 $bQ_{cr} = 2bM_{cr} / b'l_0$ 、 $bM_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e$

σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

Z_e : 鉄筋を考慮した等価断面係数 (mm³)

b_0 : 梁内法スパン (mm) b_l : 梁スパン長さ (mm)

l : 柱スパン長さ (mm)

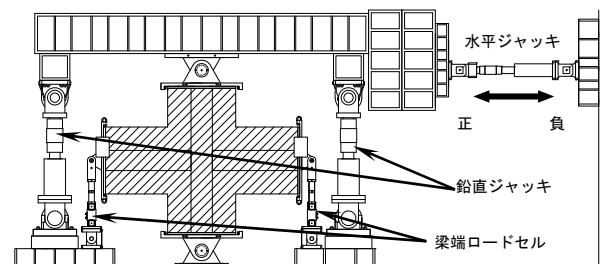


図-2 加力装置図

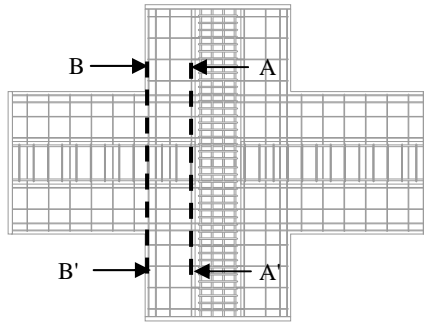


図-3 試験体の危険断面位置 (例: SP-J1 試験体)

2.3 計測方法

計測は、試験体に取り付けた変位計により層間変位、柱・梁の撓み変形、柱・梁の軸変形、接合部せん断変形を計測し、試験体に貼付したひずみゲージにより、柱・梁主筋の歪、柱・梁せん断補強筋の歪、壁縦横筋の歪、壁端部筋の歪を計測した。また、ジャッキおよび梁端のピン治具に取り付けたロードセルにより荷重を計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

各試験体の最終ひび割れ状況を図-4～図-7に、各試験体の層せん断力-層間変形関係を図-8に示す。

いずれの試験体も柱および柱梁接合部には損傷が見られず、損傷が袖壁フェイス位置に集中していることが確認できた。壁付試験体 SP-J1～SP-J3 は、いずれの試験体も最大耐力到達後、袖壁フェイス位置において圧縮縁コンクリートの圧壊により耐力低下を生じたが、SP-J1、SP-J2 に比べて壁高さを短くした試験体 SP-J3 は比較的緩やかな耐力低下を示した。耐力低下以降、いずれの壁付試験体も壁なし試験体 SP-J0 の耐力を上回る一定の耐力を保持し、層間変形角 $R=1/25(\text{rad.})$ サイクルにおいても、さらなる著しい耐力低下を生じることはなかった。

以下に各試験体の破壊に至るまでの挙動を示す。

(1) SP-J0: 壁なし試験体

正負共に $100\%Q_{cr}$ サイクルにおいて柱フェイス位置から 250mm の範囲に曲げひび割れが発生した。正負共に $R=\pm 1/100(\text{rad.})$ サイクルで、柱フェイス位置において梁主筋が降伏した。その後、一定の耐力を保持したまま加力終了まで最大耐力の 80% を下回ることはなかった。SP-J0 は、紡錘状のエネルギー吸収の大きな復元力特性を示した。破壊形式は、梁の曲げ破壊先行型であり、梁曲げ降伏後も接合部パネル内に損傷は見られなかった。

(2) SP-J1: 基準試験体

正負共に $50\%Q_{cr}$ サイクルにおいて袖壁フェイス位置に曲げひび割れが発生した。正負共に $R=\pm 1/800(\text{rad.})$ サイクル一回目で壁端部筋が引張降伏し、正負共に $R=\pm 1/200(\text{rad.})$ サイクルで袖壁フェイス位置の梁主筋が

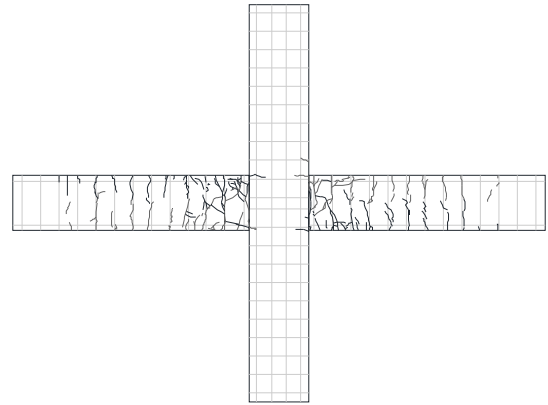


図-4 SP-J0 最終ひび割れ状況

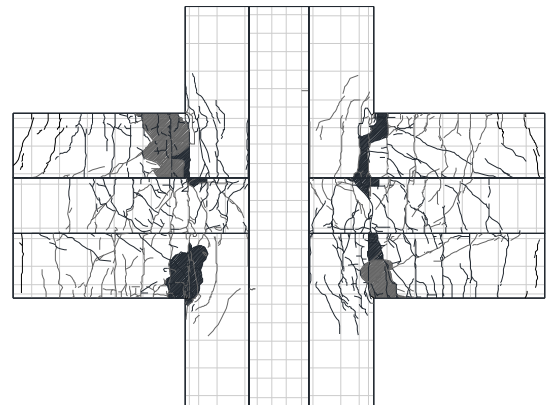


図-5 SP-J1 最終ひび割れ状況

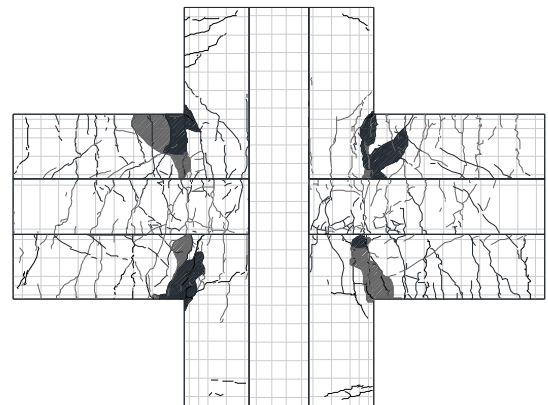


図-6 SP-J2 最終ひび割れ状況

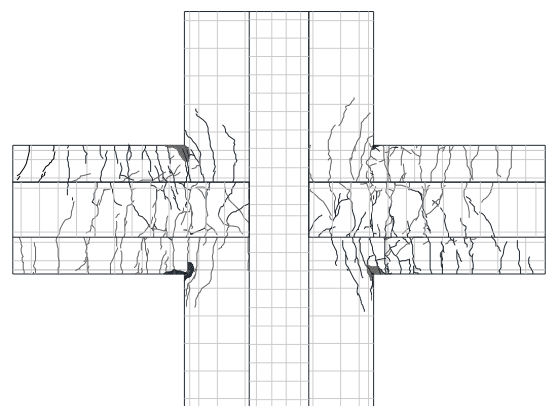


図-7 SP-J3 最終ひび割れ状況

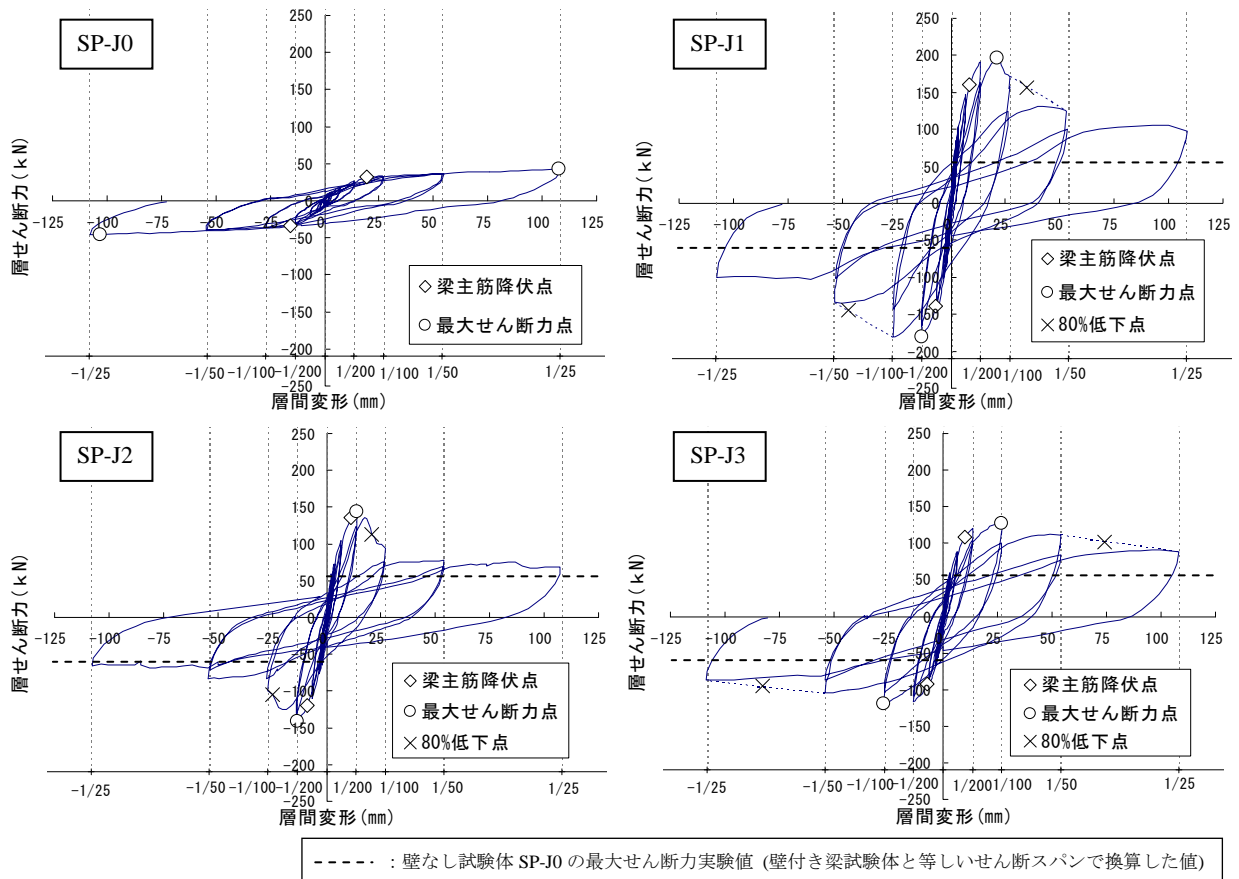


図-8 各試験体 層せん断力-層間変形関係

降伏した。 $R=\pm 1/100(\text{rad.})$ サイクルで袖壁フェイス位置において圧壊が生じたため、著しくせん断力が低下し、正側で変形角 $R=+1/78(\text{rad.})$ 、負側で $R=-1/57(\text{rad.})$ の時に、それぞれの最大せん断力の80%を下回った。その後徐々にせん断力が低下したが、正負共に $R=\pm 1/50(\text{rad.})$ 以降は、壁なし試験体 SP-J0 の耐力を上回る一定の耐力を保持し層間変形角 $R=1/25(\text{rad.})$ サイクルにおいても、さらなる著しい耐力低下は生じなかった。破壊形式は、梁曲げ降伏後の圧縮破壊であった。

(3) SP-J2: 壁厚 50 mm の試験体

加力開始前の試験体設置段階において、左右梁端部に上向きに約 30kN の力が生じたため、垂れ壁及び袖壁に多くのひび割れが発生した。 $R=\pm 1/1200(\text{rad.})$ サイクルで腰壁・垂れ壁の曲げひび割れが進展し梁にまで達した。正負共に $R=\pm 1/200(\text{rad.})$ サイクルで袖壁フェイス位置の梁主筋が降伏した。 $R=\pm 1/100(\text{rad.})$ サイクルで袖壁フェイス位置において圧壊が生じたため、著しくせん断力が低下し、正側で変形角 $R=+1/130(\text{rad.})$ 、負側で $R=-1/109(\text{rad.})$ の時に、それぞれの最大せん断力の80%を下回った。その後徐々にせん断力が低下したが、正側で $R=+1/100(\text{rad.})$ 、負側で $R=-1/50(\text{rad.})$ 以降は、SP-J0 の耐力を上回る一定の耐力を保持したまま層間変形角 $R=1/25(\text{rad.})$ サイクルにおいても、さらなる著しい耐力低下は生じなかった。

破壊形式は梁曲げ降伏後の圧縮破壊であった。

(4) SP-J3: 腰壁・垂れ壁高さ 200 mm の試験体

正負共に 50% Q_{cr} サイクルにおいて袖壁フェイス位置に曲げひび割れが発生した。正負共に $R=\pm 1/400(\text{rad.})$ サイクル一回目で壁端部筋が引張降伏し、正負共に $R=\pm 1/200(\text{rad.})$ サイクルで、袖壁フェイス位置の梁主筋が降伏した。 $R=\pm 1/100(\text{rad.})$ サイクルで袖壁フェイス位置において圧壊が生じたが、SP-J1, SP-J2 のような著しい耐力低下は見られず、緩やかな耐力低下を生じ、正側で $R=+1/36(\text{rad.})$ 、負側で $R=-1/33(\text{rad.})$ 付近において、それぞれの最大せん断力の80%を下回った。その後も徐々にせん断力が低下したが、正負共に $R=-1/50(\text{rad.})$ 以降は、壁なし試験体 SP-J0 の耐力を上回る一定の耐力を保持し層間変形角 $R=1/25(\text{rad.})$ サイクルにおいても、さらなる著しい耐力低下は生じなかった。破壊形式は、梁曲げ降伏後の圧縮破壊であった。

3.2 弾性時の剛域長さ

(1) 弾性時の腰壁・垂れ壁付梁部材の曲げ剛性 EI

本実験では、図-9のように梁部材先端に取り付けた変位計の計測値 δ_1 および計測した梁のせん断力 Q から撓み角法により梁部材の弾性時における曲げ剛性実験値 EI を式(2)を用いて算出した。なお、梁端の加力用ピン治具の剛性は、それが取り付く梁部材の剛性に等しいも

のとする。また、「梁せん断力 bQ —梁端撓み δ_1 関係」の弾性剛性実験値 K_1 は、50% Q_{cr} サイクルおよび100% Q_{cr} サイクルにおける計測点から最小二乗法により求めた近似曲線の傾きとして算出した。これは、計測区間内においては100% Q_{cr} サイクルにおいても弾性状態にあると仮定したことによる。ただし、計測区間内には加力による曲げひび割れは生じていなかったが、試験体設置段階で発生した初期ひび割れが腰壁・垂れ壁に生じていた。

$$EI = \frac{K_1 \cdot l^3}{3} \quad (2)$$

ここで、

EI ：梁の曲げ剛性実験値

K_1 ：「梁せん断力 bQ —梁端撓み δ_1 関係」の弾性剛性

l ：計測区間距離(=810mm 図-9 参照)

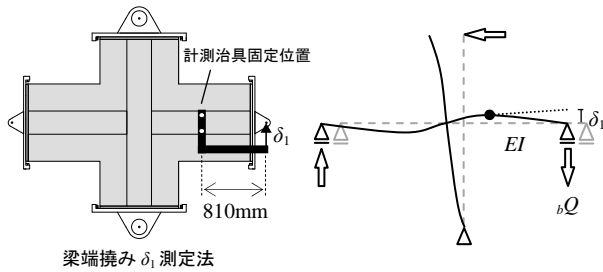


図-9 曲げ剛性 EI の算出法

(2) 弾性時の剛域

前項で求めた梁部材の曲げ剛性 EI および「梁せん断力 bQ —接合部からの梁撓み δ (図-10 参照) 関係」の弾性剛性 K_0 を用いて、弾性時のせん断スパンが式(3)により求められる。「梁せん断力 bQ —接合部からの梁撓み δ 関係」の弾性剛性 K_0 は、50% Q_{cr} サイクルにおける計測点から最小二乗法により求めた近似曲線の傾きとした。

$$l' = \sqrt[3]{\frac{3EI}{K_0}} \quad (3)$$

ここで、

l' ：せん断スパン

EI ：梁の曲げ剛性実験値

K_0 ：「梁せん断力 bQ —接合部からの梁撓み δ 関係」の弾性剛性

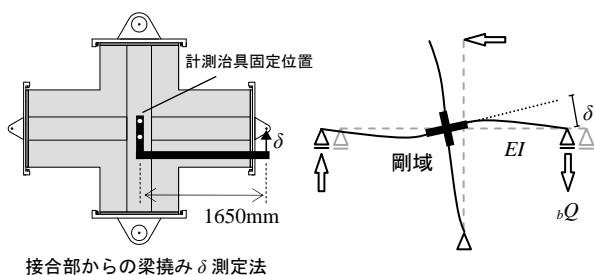


図-10 弾性時の剛域検討

表-3 に弾性時のせん断スパンの実験値一覧を示す。また、図-11 に各試験体の剛域を示す。表-3 および図-11 より、壁なし試験体 SP-J0 の弾性時の剛域は柱フェイス位置であることが確認できた。また、壁付試験体 SP-J1, SP-J2, SP-J3 の弾性時の剛域に関しては、壁厚、壁長さの影響はなく、いずれの試験体も袖壁フェイス位置であった。

表-3 弾性時のせん断スパン実験値一覧

試験体		弾性曲げ剛性 EI ($\text{kN} \cdot \text{mm}^2$)	初期剛性 K_0 (kN/mm)	せん断スパン l' (mm)	梁端ピン位置- フェイス間距離 (mm)
SP-J0	右側梁	1.04×10^{10}	8.57	1540	1490
	左側梁	1.00×10^{10}	8.97	1496	
SP-J1	右側梁	2.92×10^{10}	75.6	1051	1140
	左側梁	4.05×10^{10}	72.2	1190	
SP-J2	右側梁	2.77×10^{10}	61.1	1108	1140
	左側梁	3.23×10^{10}	65.8	1138	
SP-J3	右側梁	3.44×10^{10}	54.4	1238	1140
	左側梁	2.48×10^{10}	48.4	1155	

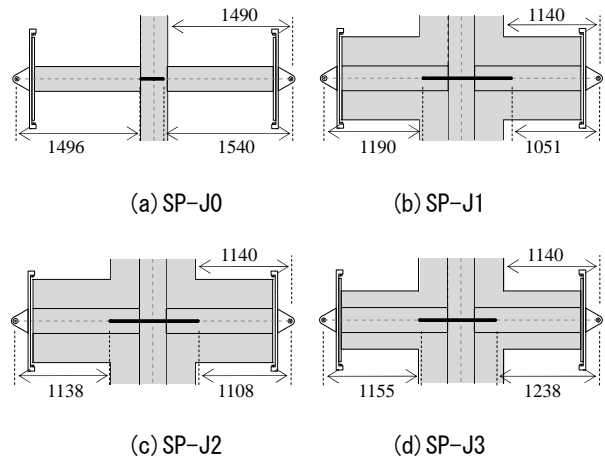


図-11 弾性時の剛域 (mm)

3.3 梁主筋降伏時の剛域長さ

(1) 梁主筋降伏時歪分布

各試験体の主筋に貼付した歪ゲージの梁主筋降伏時における歪分布を図-12 に示す。なお、梁主筋に貼付した歪ゲージのいずれかの値が材料試験から求めた降伏歪の値に達した時を梁主筋降伏時と定義した。

図-12 よりいずれの試験体も袖壁フェイス位置あるいは袖壁フェイス位置から梁部材側に75mmの位置に貼付した歪ゲージ(SP-J1 下端主筋)が降伏歪に達しており、腰壁・垂れ壁の壁厚および壁長さの違いによる顕著な差異は見られなかった。

(2) 梁主筋降伏時梁せん断力

表-4 に梁主筋降伏時梁せん断力の実験値と計算値を比較したものを示す。実験値には正負の平均値を用いた。計算値はファイバーモデルによる曲げ断面解析により求めた梁主筋降伏時モーメントの値をせん断スパンで除すことで求めた。なお、前項で述べたようにいずれの壁付

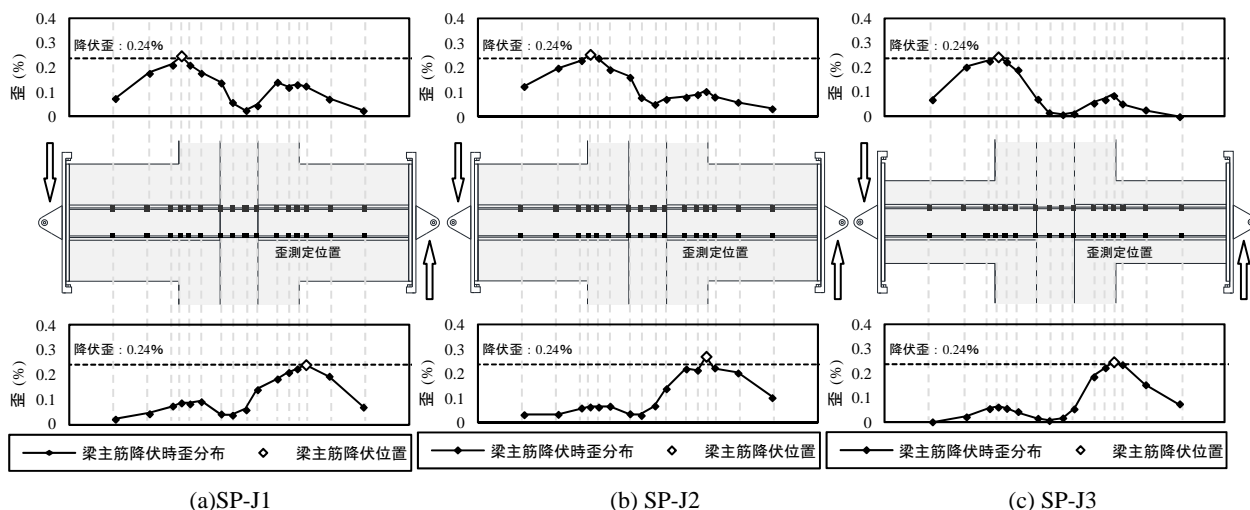


図-12 梁主筋降伏時歪分布 (正側加力時)

試験体も袖壁フェイス位置近傍の歪ゲージが降伏していたため、梁の危険断面位置を袖壁フェイス位置に仮定して計算を行った。

表-4 梁主筋降伏時梁せん断力

試験体		梁主筋降伏時梁せん断力 bQ_y		
		実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験値/計算値
SP-J0	右側梁	22.4	23.0	0.98
	左側梁	22.6		0.98
SP-J1	右側梁	124.4	127.1	0.98
	左側梁	120.2		0.95
SP-J2	右側梁	101.6	103.5	0.98
	左側梁	100.2		0.97
SP-J3	右側梁	82.4	80.5	1.02
	左側梁	78.3		0.97

表-4 より、梁主筋降伏時梁せん断力に関しては、壁付試験体 SP-J1, J2, J3 の実験値は、計算値の 95%~102% となりいずれの試験体も降伏時の剛域を弾性時の剛域と同様に袖壁フェイス位置とすることで梁主筋降伏時梁せん断力を精度よく評価することができた。

4. まとめ

腰壁・垂れ壁の壁厚、壁長さが剛域長さに与える影響の把握を目的に袖壁・腰壁・垂れ壁付き柱梁接合部の静的載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) いずれの壁付試験体も、袖壁フェイス位置におけるコンクリートの圧壊により耐力低下が生じた。耐力低下以降も、壁なし試験体 SP-J0 の耐力を上回る一定の耐力を保持し、層間変形角 $R=1/25(\text{rad.})$ サイクルにおいても、さらなる著しい耐力低下を生じることはなかった。
- (2) いずれの壁付試験体も柱および柱梁接合部には損傷が見られず、損傷が袖壁フェイス位置に集中していることが確認できた。
- (3) 壁なし試験体 SP-J0 の弾性時の剛域は柱フェイス位置であった。また、壁付試験体 SP-J1~SP-J3 の弾性時の

剛域に関しては、壁厚、壁長さの影響はなく、いずれの試験体も袖壁フェイス位置であった。

- (4) 梁主筋降伏時梁せん断力に関して、壁付試験体 SP-J1~SP-J3 はいずれの試験体も降伏時の剛域を弾性時の剛域と同様に袖壁フェイス位置とすることで梁主筋降伏時せん断力を精度よく評価することができた。

謝辞

本研究は、平成 22 年度国土交通省建築基準整備促進補助金事業の一部(研究代表者：壁谷澤寿海 東京大学地震研究所教授)として行われた。実験計画、実施にあたり横浜国立大学大学院島中雄一技官、広島大学大学院助教渡邊秀和氏には多大なるご助力、ご助言をいただきました。ここに記し厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 野村設郎, 佐藤和英, 座間美和, 大森茂樹: 腰壁・たれ壁・袖壁付きラーメンの剛性と耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1441-1442, 1978.8
- 2) 東洋一, 大久保全陸, 江戸宏彰: 静加力試験による腰壁, たれ壁, そで壁付き鉄筋コンクリート柱の破壊性状と履歴曲線, 日本建築学会論文報告集, 第 169 号, pp.1-8, 1970.3
- 3) 市之瀬敏勝, 青山博之: 腰壁を切断した鉄筋コンクリート造はり柱接合部の実験的研究, コンクリート工学, Vol.20, No.7, pp.15-28, 1982.7
- 4) 田才晃, 渡邊秀和, 楠浩一, 福山洋, 田尻清太郎: 腰壁・垂れ壁付き RC 梁部材の構造性能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.93-96, 2009.8
- 5) 国土交通省住宅局建築指導課: 2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, 2007.8