

論文 構造スリットを有する垂れ壁・腰壁付き RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究

鈴木 淳史^{*1}・渡邊 秀和^{*2}・楠 浩一^{*3}・福山 洋^{*4}

要旨：現在、構造スリットを有する垂れ壁・腰壁付き RC 梁部材についての既往の実験的研究は決して多くなく、部材の初期剛性、曲げひび割れモーメント、曲げ降伏モーメントおよび曲げ降伏時変形などの構造性能については完全に明らかにされているわけではない。そこで本研究では、曲げ破壊を想定した構造スリットを有する垂れ壁・腰壁付き梁試験体 3 体を作製し静的載荷実験を実施した。本論文では、この実験結果の報告を行う。

キーワード：垂れ壁，腰壁，RC 梁，構造スリット

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物には構造計画上以外様々理由で、架構に袖壁、腰壁および垂れ壁（以下、二次壁）が計画されることが多い。従来構造設計では、このような二次壁は、例えば 1 次設計では一般的には重量と剛性のみを考慮し、強度には考慮されずに非構造壁として扱われていた。近年では、部材のモデル化を明確にして構造設計における計算を簡略化する目的で、腰壁・垂れ壁付梁の端部に構造スリットを設け、柱から絶縁して設計することが多い。構造スリットを有する梁の初期剛性や終局強度などの決まった推定方法はなく、ひび割れ強度、降伏強度および曲げ降伏時変形についての算定方法に関する研究は市之瀬らの実験²⁾や大久保らの実験³⁾などがあるが決して多くない。これら構造スリットを有する梁の剛性や強度の計算方法について、実際の設計においては、設計者の判断に委ねられている部分が多く、例えば腰壁・垂れ壁の影響を完全に無視することがあるが、実挙動が腰壁・垂れ壁のない梁と同一かどうかは定かではない。

文献¹⁾における構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付梁の実験結果では、梁断面試験体 SP-B1 に対し、構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁が取り付けいた試験体 SP-S1 の初期剛性および降伏時剛性が大きくなることが報告されている。一方で、曲げひび割れ強度および曲げ降伏強度に関しては、構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁が取り付くことによる影響は少ないと報告されている。

そこで本研究では、文献¹⁾の試験体の壁の長さや壁の取り付け方を変化させた試験体を作製し、曲げひび割れ強度、曲げ降伏強度、初期剛性および降伏時剛性への影響を検討するため、静的載荷実験を実施した。構造スリ

ットを設けた腰壁・垂れ壁付梁試験体に対して、壁を無視して梁のみの断面として曲げひび割れ強度、曲げ降伏強度、初期剛性および降伏時剛性の計算を行い、その適用性の検討を行った。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

本研究では、文献⁴⁾を参考に 7 層の RC 造建築物における下層の腰壁・垂れ壁付梁を想定し設計を行った。基準試験体は文献¹⁾で報告した試験体 SP-S1 である。基準試験体 SP-S1 は、梁幅 200mm×梁せい 300mm、腰壁・垂れ壁の壁厚 80mm、壁長さは 350mm である。梁主筋は 3-D13 ($p_f=0.63\%$) とし、あばら筋は 2-D6@100mm ($p_w=0.32\%$)、腰壁・垂れ壁の縦横筋は複配筋として 2-D4@150 ($p_s=0.23\%$)、壁端部筋は 4-D6 である。スリット幅は 15mm とした。また、腰壁・垂れ壁のない梁のみの試験体が SP-B1 で、文献¹⁾で報告した。

試験体は、基準試験体 SP-S1 の壁長さを 350mm から 650mm に延長した SP-S2、両側壁から片側壁とした SP-S3 および両側壁から片側壁とし、壁長さを 1400mm とした SP-S4 の 3 体である。文献¹⁾および本論文の試験体諸元を表-1 に、試験体配筋図を図-1~5 に示す。試験体のスリット幅は、基準試験体 SP-S1 とほぼ同じ変形角でスタブと接触することを想定し、SP-S2 は 30mm、SP-S3 は 15mm、SP-S4 は 60mm とした。破壊形式は全て梁主筋の降伏による曲げ引張破壊を想定し、設計を行った。材料特性一覧を表-2 に示す。

*1 横浜国立大学大学院 工学府 大学院生

*2 横浜国立大学大学院 工学府 大学院生・修（工）

*3 横浜国立大学大学院 工学研究院 准教授・博（工）

*4 独立行政法人建築研究所 上席研究員・工博

表-1 試験体諸元

	既往試験体 ¹⁾		試験体		
	SP-B1	SP-S1	SP-S2	SP-S3	SP-S4
梁幅 (mm)	200				
梁せい (mm)	300				
梁主筋	3-D13 [SD345]				
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%				
壁幅 (mm)	-	80			
壁長さ (mm)	-	350	650	350	1400
壁	-	両側		片側	
スリット幅 (mm)	-	15	30	15	60
壁横筋	-	2-D4@150 [SD295]			
壁横筋比	-	0.23%			
壁縦筋	-	2-D4@150 [SD295]			
壁縦筋比	-	0.23%			
壁端部筋	-	4-D6 [SD345]			
コンクリート設計 基準強度 (N/mm ²)	21				
部材スパン (mm)	2500				
せん断スパン比	4.17				

表-2 材料特性一覧

鉄筋種類	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏時歪 (%)	引張強度 (N/mm ²)
D4 (SD295)	1.94×10^5	347 ※	0.385	526
D6 (SD295)	1.85×10^5	328 ※	0.413	480
D6 (SD345)	1.91×10^5	379 ※	0.445	537
D13 (SD345)	1.88×10^5	370	0.215	530

※印は0.2%オフセット強度を表す

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-S2	28.9	0.196	2.55×10^4	2.29
SP-S3	30.9	0.217	2.63×10^4	2.10
SP-S4	31.4	0.207	2.48×10^4	2.06

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。

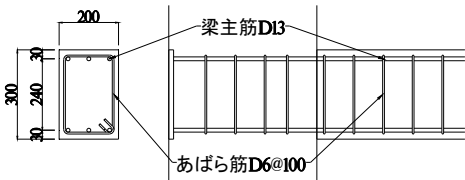


図-1 SP-B1 配筋図

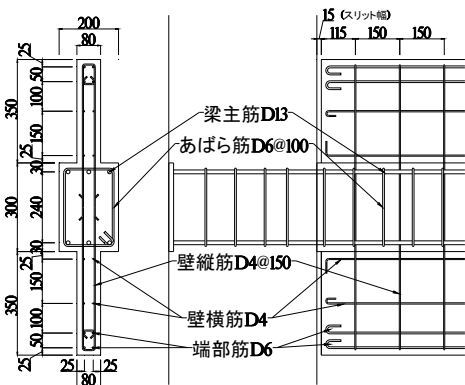


図-2 SP-S1 配筋図

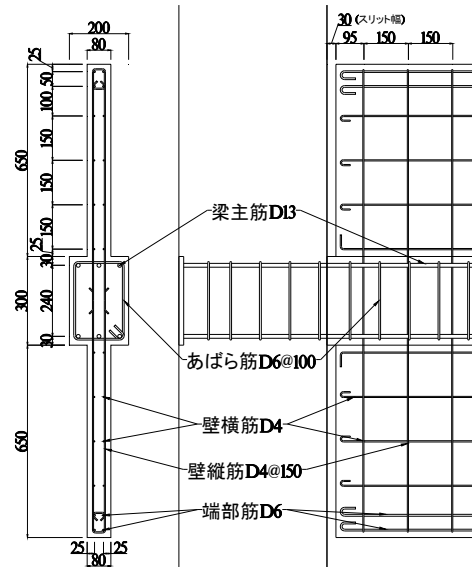


図-3 SP-S2 配筋図

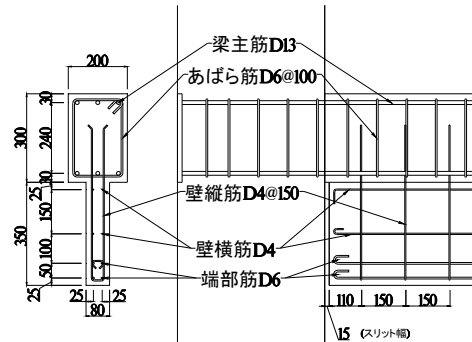


図-4 SP-S3 配筋図

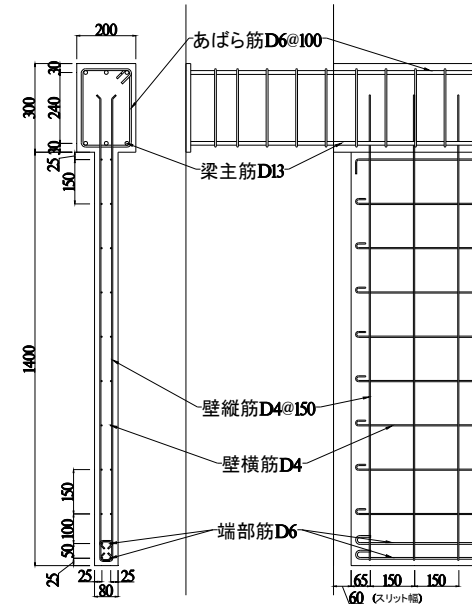


図-5 SP-S4 配筋図

2.2 計測方法

実験では、試験体に取り付けた変位計および試験体に貼付したひずみゲージにより変位、ひずみを計測し、ジ

ジャッキに取り付けたロードセルにより荷重を計測した。また、各サイクル一回目のピーク時と除荷時のひび割れ幅をクラックスケールを用いて計測した。

2.3 加力方法

加力は、梁を 90 度回して立てた状態で、**図-6** に示す加力装置を用いて行った。そのため軸力として加力スタブの重量である 19.2kN が作用した。水平ジャッキにより逆対称曲げモーメント分布で正負繰り返しせん断力を作用させた。加力中は左右の鉛直ジャッキにより試験体上スタブの回転がほぼ 0 となるように制御した。加力履歴は、まず荷重制御で $\pm 50\% Q_{cr}$ 、 $\pm 100\% Q_{cr}$ を目標とし 1 サイクル载荷を行い、その後は変位制御で部材角 $R = \pm 1/1200$ (rad.)、 $\pm 1/800$ (rad.)、 $\pm 1/400$ (rad.)、 $\pm 1/200$ (rad.)、 $\pm 1/100$ (rad.)、 $\pm 1/50$ (rad.)、 $\pm 1/25$ (rad.) を目標とし 2 サイクルずつ载荷を行い、その後 $R = +1/13$ (rad.) 程度まで押し切った。ここで Q_{cr} は、梁の両端部が曲げひび割れモーメントに達する時のせん断力であり、試験体加力前に式 (1) を用いて計算を行い、SP-S2~SP-S4 の全試験体で 8.6kN である。この計算では、コンクリート圧縮強度は 30 (N/mm²) とし、壁部分を無視した梁のみの断面にて計算を行った。

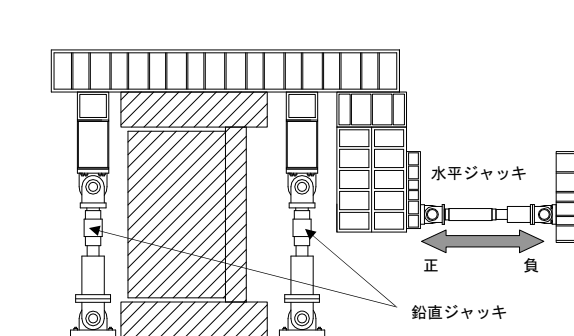


図-6 加力装置図

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e \quad (1)$$

ただし、 Z_e : 鉄筋を考慮した等価断面係数 (mm³)

σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

3. 実験結果

3.1 破壊経過

各試験体の破壊に至るまでの挙動を以下に示す。また、各試験体のひび割れ発生状況を**図-7~9**に示す。**図-7~9**に示した矢印は加力方向を表す。

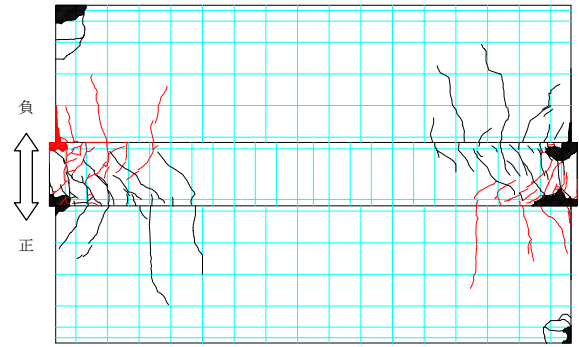


図-7 SP-S2 最終ひび割れ状況

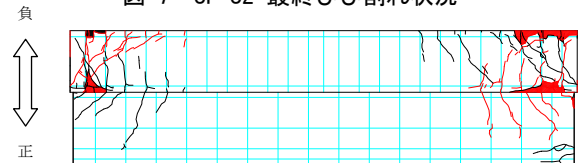


図-8 SP-S3 最終ひび割れ状況

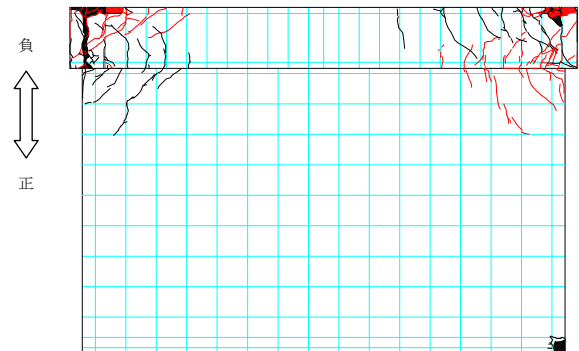


図-9 SP-S4 最終ひび割れ状況

(SP-S2 : 壁延長試験体)

正負共に 100% Q_{cr} サイクルで曲げひび割れがスタブと梁の境界面に発生した。正負共に $R = \pm 1/400$ (rad.) サイクル一回目で材端部から 300mm の範囲に曲げせん断ひび割れが発生した。また、正負共に $R = \pm 1/200$ (rad.) サイクル一回目に主筋が引張降伏し、この時初めて残留ひび割れ幅が 0.1mm を超える曲げひび割れがスタブと梁の境界面に発生した。その後せん断力はほぼ一定となった。また、正側は $R = +1/25$ (rad.) サイクル二回目で、負側は $R = -1/25$ (rad.) サイクル一回目で梁材端部の圧縮縁に圧壊が生じた。その後押し切りを行い、 $R = +1/19$ (rad.) で圧縮側壁端部がスタブ表面に接触した。壁の接触によりせん断力が急激に上昇し、部材角 $R = +1/17$ (rad.) 付近でせん断力 109kN を記録し、加力を終了した。破壊形式は、曲げ引張破壊であった。

(SP-S3 : 片側壁試験体)

正負共に $\pm 1/1200$ (rad.) サイクルで曲げひび割れがスタブと梁の境界面に発生した。正負共に $R = \pm 1/400$ (rad.) サイクル一回目で材端部から 300mm の範囲に曲げせん断ひび割れが発生した。また、正負共に $R = \pm 1/200$ (rad.) サイクル一回目に主筋が引張降伏し、この時初めて残留ひ

び割れ幅が 0.1mm を超える曲げひび割れがスタブと梁の境界面に発生した。その後せん断力はほぼ一定となった。また、正負共に±1/25(rad.)サイクル一回目で梁材端部の圧縮縁に圧壊が生じた。また、負側 R=-1/25 (rad.)サイクル一回目に材端から 200mm の位置 (図-8 の左側材端部であり、壁の取りついていない上端が引張側となっている) の梁のせん断補強筋が降伏した。その後押し切りを行い、R=+1/19 (rad.)で圧縮側壁端部がスタブ表面に接触した。壁の接触によりせん断力が急激に上昇し、部材角 R=+1/13 (rad.)付近でせん断力 49.5kN を記録し、加力を終了した。破壊形式は、曲げ引張破壊であった。

(SP-S4 : 片側壁延長試験体)

正側は 100% Q_{cr} サイクルに、負側は R=-1/1200 (rad.)サイクル一回目に曲げひび割れがスタブと梁の境界面に発生した。正負共に R=±1/400 (rad.)サイクル一回目で材端部から 300mm の範囲に曲げせん断ひび割れが発生した。正負共に R=±1/200 (rad.)サイクル一回目に主筋が引張降伏した。また、正負共に R=±1/100 (rad.)サイクル一回目に初めて残留ひび割れ幅が 0.1mm を超える曲げひび割れがスタブと梁の境界面に発生した。その後せん断力はほぼ一定となった。また、正負共に±1/25(rad.)サイクル一回目で梁材端部の圧縮縁に圧壊が生じた。また、正負ともに R=±1/25 (rad.)サイクル一回目に材端から 200mm の位置 (図-9 の左側材端部であり、壁の取りついていない上端が引張側となっている) の梁のせん断補強筋が降伏した。その後押し切りを行い、R=+1/21(rad.)で圧縮側壁端部がスタブ表面に接触した。壁の接触によりせん断力が急激に上昇し、部材角 R=+1/19 (rad.)付近でせん断力 110.5kN を記録し、加力を終了した。破壊形式は、曲げ引張破壊であった。

3.2 実験結果

実験で得られた実験結果一覧を文献¹⁾に示した既往の試験体の結果と共に表-4 に示す。ただし、表-4 に示した実験値は正負の平均値とした。せん断力-全体変形関係を図-10~12 に示す。表-4 及び図-10~12 中に示した各降伏点は、鉄筋に貼付した複数の歪みゲージの値のいずれかが、表-2 の材料試験による降伏時歪を超えた点とした。

表-4 実験結果一覧

		既往試験体 ¹⁾		試験体		
		SP-B1	SP-S1	SP-S2	SP-S3	SP-S4
50% Q_{cr} 剛性	剛性 (kN/mm)	6.71	13.9	11.3	11.1	10.4
曲げひび割れ	剛性 (kN/mm)	5.77	14.0	14.2	10.7	9.83
	せん断力 (kN)	10.1	4.99	6.22	9.76	8.54
使用限界	正載荷	+1/100	+1/100	+1/200	+1/200	+1/100
	負載荷	-1/100	-1/200	-1/200	-1/200	-1/100
梁主筋降伏	せん断力 (kN)	30.3	30.9	31.1	31.8	30.6
	変形角 (rad.)	1/166	1/242	1/270	1/211	1/206
最大せん断力	せん断力 (kN)	31.7	33.1	32.6	32.7	32.2
	τ_u / F_c	0.0172	0.0155	0.0177	0.0178	0.0175
壁接触	変形角 (rad.)	-	+1/26	+1/19	+1/19	+1/21

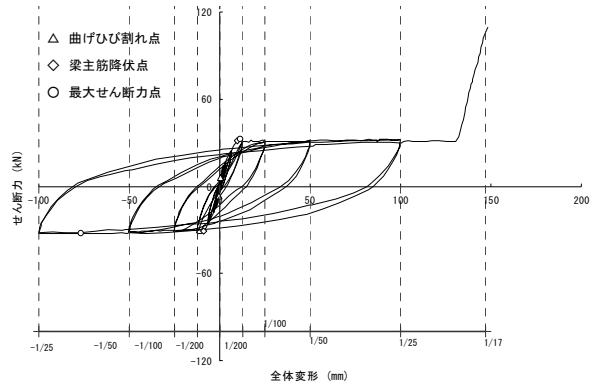


図-10 SP-S2 せん断力-全体変形関係

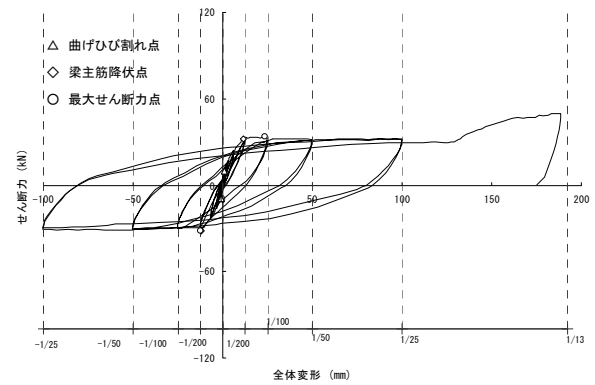


図-11 SP-S3 せん断力-全体変形関係

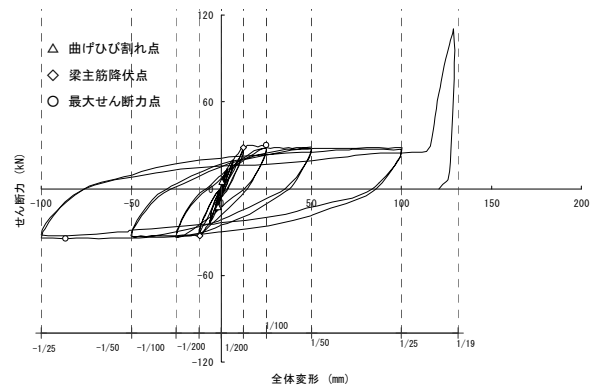


図-12 SP-S4 せん断力-全体変形関係

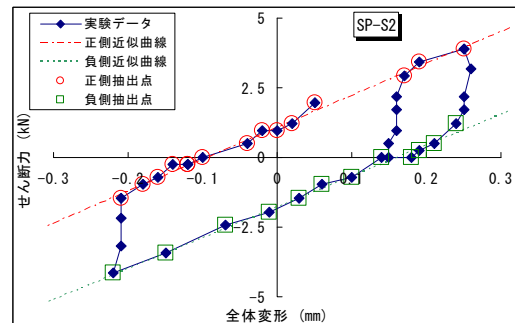


図-13 SP-S2 50% Q_{cr} 剛性計算方法

表中の 50% Q_{cr} 剛性とは、50% Q_{cr} サイクルにおけるせん断力-全体変形関係において、正負それぞれで抽出した計測点による最小二乗法の近似直線の傾きの正負平均

値である。本論文では、 $50\%Q_{cr}$ 剛性を初期剛性として考える。抽出した計測点とは、加力開始時の挙動が安定していない計測点、及びピーク直後のピーク時と全体変形が同じ値の点を除いた点である。SP-S2 の例を図-13 に示す。図-13 では○印が正方向加力時、□印が負方向加力時の抽出した計測点を示し、2本の点線がそれぞれの最小二乗法を用いて計算した近似直線を示している。表-4 より $50\%Q_{cr}$ 剛性と曲げひび割れ強度時の剛性を比較すると、($50\%Q_{cr}$ 剛性/曲げひび割れ強度時剛性)の値が全試験体 0.80~1.06 の範囲にあった。

加力中、目視により曲げひび割れが発生したと思われる点でせん断力-全体変位関係の接線剛性が大きく変化した。この時のせん断力を曲げひび割れ強度とした。

寸法効果を考慮し、除荷時のひび割れ幅が 0.2mm の半分の 0.1 mm を超えるひび割れが観察されたサイクルを使用限界状態の変形角とした。表-4 より使用限界状態の変形角は、SP-S2, SP-S3 では 1/200 (rad.), SP-S4 では 1/100 (rad.)となった。

3.3 実験結果の考察

3.3.1 SP-B1 と SP-S1~SP-S4 の比較

梁試験体 SP-B1 とスリット試験体 SP-S1~SP-S4 を比べると、SP-B1 の $50\%Q_{cr}$ 剛性に対して SP-S1~SP-S4 の $50\%Q_{cr}$ 剛性は 1.80~2.41 倍の値であり、壁が取り付くことにより初期剛性が増大することが確認できた。また、SP-S1~SP-S4 の梁主筋降伏時変形角は SP-B1 の 0.61~0.81 倍であり、壁が取り付くことにより梁主筋降伏時の変形が小さくなることが確認できた。このことから、初期剛性および降伏時変形では、壁の影響は無視できないことがわかった。

曲げひび割れ時せん断力に関して、実験値のばらつきが大きく、壁が取り付くことによる影響は確認できなかった。また、梁主筋降伏時せん断力については、表-4 に示すように壁が取り付くことによる影響は少なかった。SP-S1~SP-S4 の全てのスリット試験体において、壁がスタブに接触するまでせん断力が最大せん断力の 80% の値を下回ることはなかった。

3.3.2 壁長さの影響

SP-S2 は、SP-S1 の壁長さを 350mm から 650mm に延長した試験体であり、SP-S4 は片側壁試験体 SP-S3 の壁長さを 350mm から 1400mm に延長した試験体である。表-4 に示すように SP-S2 の $50\%Q_{cr}$ 剛性は SP-S1 より小さく、また SP-S4 の $50\%Q_{cr}$ 剛性は SP-S3 より小さくなっており、壁長さを延長したことによる初期剛性の増大は見られなかった。このことから、スリット試験体では壁を長くしても剛性は単調増加しないと言える。

表-4 に示すように、壁長さを延長することで SP-S2 の梁主筋降伏時変形角は小さくなったが、SP-S4 の梁主筋

降伏時変形角は大きくなっており、壁長さを延長したことによる影響は少なかった。

3.3.3 片側壁付きの影響

SP-S1 が両側に壁が取り付いているのに対し、SP-S3 は片側のみ壁が取り付いている試験体である。表-4 に示すように SP-S3 の $50\%Q_{cr}$ 剛性は SP-S1 より小さく、壁を片側壁としたことで初期剛性が減少した。同様に、SP-S3 の梁主筋降伏時変形角は SP-S1 より大きく、壁を片側壁としたことで梁主筋降伏時変形角が増加した。

両側に壁の取り付いた SP-S1, SP-S2 では、加力終了まで梁のせん断補強筋の降伏は見られなかったが、片側のみ壁が取り付いている SP-S3, SP-S4 では、 $R=1/25(\text{rad.})$ サイクルにおいて、壁の取り付いていない側が引張側となる時に梁せん断補強筋が降伏した。このことから、せん断余裕度の小さい片側スリット壁付の梁では材端部でせん断破壊が起こる危険性があることが解った。

4. 既往計算式との対応

4.1 既往計算式

既往の構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付梁の初期剛性、曲げひび割れ強度、曲げ降伏強度、降伏時変形の評価法を以下に概説する。これらの評価法は全て壁部分を見直し、梁の評価法を準用して計算を行った。

(1) せん断力-全体変形関係の初期剛性 K_0

せん断力-全体変形関係の初期剛性 K_0 は、曲げ変形とせん断変形を考慮した。曲げ変形は鉄筋を等価なコンクリート断面に置き換えた断面 2 次モーメント I_e から算出した。せん断形状係数は、壁を見直したため 1.2 として計算を行った。また、スタブは剛であると仮定し、可撓長さは部材スパンの 2500 (mm) とした。

(2) 曲げひび割れ強度 Q_c

構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付梁の曲げひび割れ強度は、式(2)を用いて計算を行った。曲げひび割れ強度 Q_c は、梁の両端部が M_c に達したときのせん断力とした。

$$M_c = \sigma_t \cdot Z_e \quad (2)$$

ただし、 Z_e : 鉄筋を考慮した等価断面係数 (mm³)

σ_t : コンクリート割裂引張強度 (N/mm²)

(3) 曲げ降伏強度 Q_y

曲げ降伏強度 Q_y は、梁の両端部が曲げ許容モーメント M_y^0 に達したときのせん断力とした。ただし、応力中心距離は $7d/8$ とした。

(4) 降伏時変形 δ_y

構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付梁の降伏時変形 δ_y は菅野式⁵⁾を用いて計算を行った。

(5) せん断余裕度

せん断余裕度は、せん断終局強度 (荒川 mean 式)⁵⁾を

曲げ終局強度⁵⁾で除した値とした。ただし、曲げ終局強度を計算時の応力中心距離は $0.9d$ とした。

4.2 実験値と計算値の比較

計算結果一覧を表-5に示す。表中の括弧内の値は、実験値を計算値で除した値を表している。

初期剛性に関して、SP-B1では実験値は計算値の68%、と計算値を下回ったが、SP-S1~SP-S4では、実験値が壁を無視して計算した値の110%~127%となり、計算値を上回った。

曲げひび割れ強度に関しては、梁試験体の実験値は計算値の143%、スリット試験体SP-S1~SP-S4の実験値は計算値の60%~149%と、ばらつきが大きかった。

曲げ降伏強度に関しては、SP-B1およびSP-S1の実験値は、計算値の108%の値となった。SP-S1~SP-S4では、計算値の110%~120%であり、スリット試験体の曲げ降伏強度は壁を無視して計算することで、±20%以内の精度で評価できた。

梁主筋降伏時変形に関しては、SP-B1の実験値が計算値の117%と計算値を上回った。SP-S1~SP-S4では、実験値が壁を無視して計算した値の74%~98%となり、計算値を下回った。

- (3) 曲げひび割れ強度については、梁試験体およびスリット試験体の実験値はばらつきが大きく、壁が取り付くことによる影響は確認できなかった。
- (4) 曲げ降伏強度については、構造スリットを有する壁が取り付くことによる影響は少なく、壁を無視し梁のみの断面で強度を評価することができた。
- (5) 梁主筋降伏時変形については、梁試験体SP-B1と比べ全てのスリット試験体SP-S1~SP-S4で変形が減少したため、壁の影響は無視できないことがわかった。一方で、壁を延長したことによる影響は見られなかった。
- (6) 両側にスリットを設けた壁の取り付けいた試験体では、加力終了まで梁のせん断補強筋の降伏は見られなかったが、片側のみスリットを設けた壁が取り付けいている試験体では、壁の取りついていない側が引張側となる時に梁せん断補強筋が降伏した。このことから、せん断余裕度の小さい片側スリット壁付の梁では材端部でせん断破壊が起こる危険性があることがわかった。

謝辞

本研究は、平成21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。壁谷澤寿海（東京大学地震研究所教授）、磯雅人（福井大学大学院講師）、その他共同研究関係者には貴重な助言をいただきました。

参考文献

- 1) 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
- 2) 市之瀬敏勝, 青山博之: 腰壁を切断した梁柱接合部の地震時挙動に関する実験的研究(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1521-1522, 1980.9
- 3) 大久保全陸, 塩屋晋一: 構造目地を有する鉄筋コンクリート造腰壁付き骨組の力学的特性に関する研究: そのI・II, 日本建築学会構造系論文報告集, 第380号, pp.10-21, 1987.10
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準の改定について, 日本建築学会大会(中国)構造部門(RC構造)パネルディスカッション資料, 2008.9
- 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

表-5 計算結果一覧

	既往試験体 ¹⁾		試験体		
	SP-B1	SP-S1	SP-S2	SP-S3	SP-S4
初期剛性 (kN/mm)	9.86 (0.68)	10.93 (1.27)	9.71 (1.16)	9.97 (1.12)	9.49 (1.10)
曲げひび割れ強度 (kN)	7.07 (1.43)	8.25 (0.60)	6.3 (0.98)	5.8 (1.68)	5.7 (1.49)
梁主筋降伏強度 (kN)	28.1 (1.08)	28.1 (1.10)	26.6 (1.17)	26.6 (1.20)	26.6 (1.15)
梁主筋降伏時変形 (mm)	12.88 (1.17)	11.77 (0.88)	12.44 (0.74)	12.16 (0.98)	12.70 (0.96)
せん断余裕度	3.82	4.05	3.85	3.95	3.97

括弧内の値は(実験値/計算値)

5. まとめ

構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付梁について、壁の長さや壁の取り付け方が変化することにより、構造性能（初期剛性、曲げひび割れ強度、曲げ降伏強度、降伏時変形）がどのように変化するかということを検討するため、部材実験を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) いずれの試験体も破壊形式は想定どおり曲げ引張破壊であった。
- (2) 梁試験体SP-B1に対して全てのスリット試験体SP-S1~SP-S4の初期剛性は増加したため、壁の影響は無視できないことがわかった。一方で、壁を延長したことによる初期剛性の増加は見られなかった。このことから、スリット試験体では壁を長くしても剛性は単調増加しないと言える。