

科学研究費助成事業 研究成果報告書

平成 28 年 6 月 16 日現在

機関番号：12701

研究種目：基盤研究(C) (一般)

研究期間：2013～2015

課題番号：25420572

研究課題名(和文)腰壁および垂れ壁を有する架構の構造性能に関する実験的研究

研究課題名(英文)An experimental study on seismic performance and failure mode at the end of RC beams with non-structural wall having structural gaps

研究代表者

田才 晃 (TASAI, AKIRA)

横浜国立大学・都市イノベーション研究院・教授

研究者番号：40155057

交付決定額(研究期間全体)：(直接経費) 3,800,000円

研究成果の概要(和文)：両端部に構造スリットを設けた非構造壁が取り付く梁の耐震性能を検討するため、正負交番繰返し載荷による静加力実験を行なった。試験体はヒンジ領域のせん断補強筋間隔を狭めたもの1体とスラブを設けた試験体3体で、どの試験体も腰壁または垂壁を有する。どの試験体も加力によりヒンジ領域のせん断破壊は生じなかった。既往の実験から、せん断余裕度が1.1を超える梁でもせん断破壊する可能性を有していることが明らかとなっているが、ヒンジ領域のせん断補強筋を増やすこと、およびスラブのせん断抵抗力により、せん断破壊を防止できることが判明した。

研究成果の概要(英文)：Static loading tests were conducted to investigate seismic behavior of beams with non-structural walls having structural gap. One beam, whose spacing between stirrups in hinge regions was decreased, and three beams with slab and their walls are as spandrel or hanging wall, were tested. For four beams, spacing between stirrups was decreased and with slabs, were able to finish the tests without shear failure. As the test results, the beam with non-structural wall having structural gaps had the possibility of shear failure occurred, even in the beam having more than 1.1 of shear margin. Moreover, it was found that it was possible to prevent shear failure by increasing the end reinforcement and effect of the slab restraint.

研究分野：建築構造学 鉄筋コンクリート構造

キーワード：構造スリット 梁 塑性率 等価粘性減衰 端部せん断補強筋 せん断破壊 スラブ トラスアーチ理論

1. 研究開始当初の背景

建物を構成する構造物には、非構造壁と呼ばれる、構造要素と見なさない壁がとりつくことが多い。この壁は、例えば排気口などの開口部を設けるためにも無くってはならないものである。その為、柱には袖壁、梁には腰壁・垂れ壁と呼ばれる壁がとりつく。梁に着目した場合、矩形の梁断面に、梁幅よりは薄い壁がとりつくことにより、断面は矩形ではなくなる。しかし、腰壁・垂れ壁付き梁が現実には多いにもかかわらず、これまで腰壁・垂れ壁付き梁の実験は国内外を問わず、殆ど行われておらず、適切な設計式などは提案されていないのが現状である。一方、現在、耐震設計法は仕様規定的な設計法から、性能照査型の設計法へと移っており、各部材のひび割れ、降伏を含めた強度・剛性・変形と、終局変形の評価が重要となってきた。そこで実際の設計では、矩形断面に対する設計式を拡張することによりこれらの部材に対応してきた。しかし、適切な強度式が提案されていないため、実建物では腰壁・垂れ壁と柱間にスリットと呼ばれる隙間を設け、腰壁・垂れ壁が強度に与える影響を排除することがある。実設計では、このスリット付き壁を有する梁は、スリット間では断面が矩形ではないにもかかわらず、「壁がない矩形な梁」として扱われることが多く、特に剛性評価において、その妥当性ははなはだ疑問である。

上記の問題は、実務の分野でも大きく問題視されており、申請者らは平成 20 年度～22 年度には、国土交通省の単年度補助事業である「建築基準整備促進補助金事業」を得て、腰壁・垂れ壁付き梁の挙動について実験的検討を行っている。試験体は、およそ 1/2 スケールの曲げ破壊する腰壁・垂れ壁付き梁である。更に、1) 梁のみの試験体、2) 両側にスリットを配した試験体、3) 梁と壁をつなぐ鉄筋の量を変化させた2つの試験体、および変断面を等価な矩形断面に置き換えた試験体の6体である。梁は全て、通常の実験と同じく両端に剛強なスタブを設け、スタブを介して試験装置に緊結し、逆対称モーメント分布で正負交番繰り返し加力を実施した。試験体はいずれも曲げ降伏することを想定して設計されている。その結果、腰壁・垂れ壁を有する梁では、壁を有しない梁に比べて初期剛性も高く、また変形性能が小さくなる事が分かった。現在一般的に使われている設計法である「保有水平耐力計算」では、梁の変形性能を梁に作用するせん断応力度をコンクリートで除した値 ($\tau u/Fc$) で評価している。しかし、実験結果からは、この $\tau u/Fc$ が規定値 (0.15) より低くても、変形性能があまり大きく無かった。この事は、現状の設計法で期待しているほど梁が変形できない可能性がある事を示しており、梁の曲げ降伏を推奨している現設計法を鑑み、早急に検討が必要である。特にこれまでの実験では対象としなかったが、実建物では一般的な腰壁とたれ壁の長さの異なるものの挙動を確認す

る必要がある。

通常は梁降伏が推奨されるが、腰壁・垂れ壁がとりついているとその分曲げ強度の上昇が見込まれ、結果的に柱耐力をより大きくしなければならないこと、および前述の通りその強度上昇を正確に予測することが困難なことから、今日では構造計画時にスリットを配することが多い。

そこで、既に行った実験により壁の両端部にスリットを設けた試験体と、壁を配していない矩形の梁のみの試験体の実験結果を比較したところ、スリットを配した試験体の方が初期剛性および降伏点割線剛性ともに梁のみの試験体を上回ることが分かった。これまでの実験結果から、スリットつき壁を有する梁では、端部に作用する曲げモーメントは矩形梁のみで負担し、スリット端部で急激に腰壁・たれ壁が曲げモーメントを負担するという状況にはならず、スリット端部から線形的に腰壁・たれ壁部分の曲げ負担領域が増加することを明らかにし、スリット付き梁の初期剛性および降伏点割線剛性の新しい評価式を導き出した。今後、更に異なるパラメータでの実験的検証が必要である。また、片側壁付梁で壁のない側の端部では、曲げ変形による損傷がスリット部分周辺に集中するものの、壁の着いていない側の拘束が低いことから、特に損傷が激しくなり、1.5 倍程度のせん断余裕度を計算上は確保しているにもかかわらず、せん断補強筋の降伏・破断が確認された。

2. 研究の目的

本研究では、スリットを有する非構造壁付き梁のせん断損傷をせん断余裕度を基に実験を行い、補強量ならびにスラブの曲げせん断破壊に対する対応策を検証する。

3. 研究の方法

本研究では既往のせん断破壊に至った試験体において、補強方法の検討を行い、梁の構造性能を解明することを目的とし、片側壁付き試験体を作成し、静的加力実験を行った。

3.1. 試験体概要

既往の試験体 SP-B1 は壁の無い梁のみの基準試験体であり、SP-S3 はそれに片側壁を取付けたものである。SP-S5 試験体は SP-S3 の部材スパンを短くしせん断余裕度を下げたものである。SP-S6 試験体は SP-S5 の梁せいを大きくし、せん断余裕度は同等のまま、最大せん断力を大きくしたものである。

本研究では、上記の試験体(SP-S5、SP-S6)と同様の試験体を4体作成した。断面はそれぞれ同一で、S5 シリーズは 200×300mm とし、S6 シリーズは 200×400mm とした。また壁も同様に厚さ 80mm、高さは 350mm とし、部材スパンは 1700mm とした。

スラブを取付けた SP-S6+slabT および K 試験体、SP-S5+slabT 試験体のスラブは厚さ 100mm で両側長さ 500mm とした。

SP-S6+AR 試験体は端部のせん断補強筋を増したものである。全てせん断余裕度を 1.1 に近付けるように設計した。ここでせん断余裕度とはせん断終局強度を曲げ終局時せん断力で除した値である。構造スリットの幅は SP-S6+AR と SP-S6+slabT および K 試験体ではせいり大きさとせん断力を加味し SP-S6 より大きくし、25mm とした。

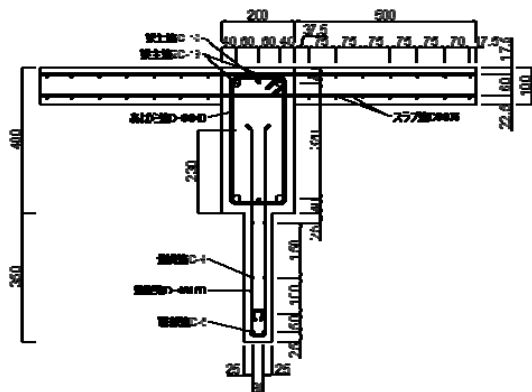


図1 試験体 SP-S6+slabT 断面詳細

材料試験によるコンクリートおよび鉄筋の機械的性質を表1に示す。

表1 材料の機械的性質

a) コンクリート

試験体	打設日	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時ひずみ(%)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
SP-S6+AR	2014/8/27	27.71	0.21	2.24 × 10 ⁴	2.39
SP-S6+slabT		27.42	0.22	2.20 × 10 ⁴	2.16
SP-S6+slabK	2015/2/15	31.10	0.19	2.53 × 10 ⁴	2.80
SP-S6+slabT		31.28	0.20	2.55 × 10 ⁴	2.60

b) 鉄筋

鉄筋種類	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏時ひずみ (%)	引張強度 (N/mm ²)
(a) D4 (SD295)	1.67 × 10 ⁵	398.19	0.23	516.90
(b) D5 (SD295)	1.87 × 10 ⁵	371.02	0.39	415.36
(c) D6 (SD295)	1.96 × 10 ⁵	374.06	0.37	531.15
(d) D10 (SD345)	1.91 × 10 ⁵	367.13	0.22	530.86
(e) D19 (SD345)	1.92 × 10 ⁵	380.08	0.23	555.44
(f) D4 (SD295)	1.79 × 10 ⁵	397.65	0.41	543.81
(g) D5 (SD295)	2.04 × 10 ⁵	374.24	0.39	542.58
(h) D6 (SD295)	1.94 × 10 ⁵	361.54	0.37	525.42
(i) D10 (SD345)	1.77 × 10 ⁵	390.67	0.32	542.54
(j) D16 (SD345)	1.79 × 10 ⁵	366.57	0.21	556.39
(k) D19 (SD345)	1.68 × 10 ⁵	390.02	0.23	582.55

c) 使用鉄筋

	SP-S6+AR	SP-S6+slabT	SP-S6+slabK	SP-S6+slabT
梁主筋	(e) D19 (SD345)	(d) D10 (SD345) (e) D19 (SD345)	(i) D10 (SD345) (k) D19 (SD345)	(j) D16 (SD345)
梁せん断補強筋	(c) D6 (SD295)		(h) D6 (SD295)	
壁端部筋	(a) D4 (SD295)		(f) D4 (SD295)	
スラブ筋	-	(b) D5 (SD295)	(g) D5 (SD295)	

3.2. 加力方法および計測方法

加力は、図2に示す加力装置を用い、水平ジャッキにより正負繰り返しせん断力を作させた。加力中は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になるように制御を行った。

加力履歴は、まず荷重制御で ±50% Q_{cr}、±100% Q_{cr} を目標とし各1サイクルずつ载荷を行い、その後は変位制御で全体変形角 R=±1/800(rad.)を1サイクル、±1/400、±1/200、±1/100、±1/50(rad.)を各2サイクル、±

1/25(rad.)を1サイクルの後に正方向に押切を行った。

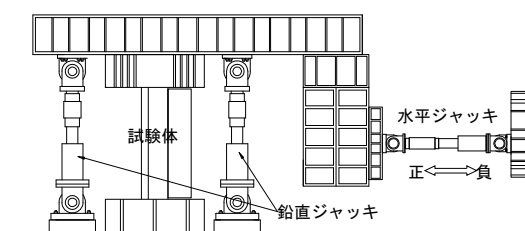


図2 加力装置

計測は、試験体に取り付けたひずみゲージおよび変位計によりひずみ、変位を計測し、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。ひずみ、変位、荷重の各測定値はそれぞれの電気信号を DATA LOGGER TDS-303(東京測器研究所)で数値に変換し、PCによりデータを収集、処理した。

4. 研究成果

4.1. 破壊性状および荷重変形関係

各試験体および既往の研究で端部のせん断破壊が見られた試験体 (SP-S5、SP-S6) の最終破壊状況写真を図3に示す。

SP-S6+AR 試験体の端部のひび割れ角度は、既往の SP-S6 試験体とほぼ同等であり、端部補強によるひび割れ角度への影響は見られなかった。せん断ひび割れは一般に 45 度程度であり、せん断補強筋の幅が狭くなるほどせん断ひび割れ角度も鋭角になると考えられるが、SP-S6(@50mm)と SP-S6+AR (@35mm)で同等になったことから、鋭角の中でも上限があると考えられる。また、補強筋間隔のみならず、最大せん断力(断面せん断応力度)の影響もあると考えられる。スラブ付きの試験体については、いずれも1本のせん断ひび割れが卓越することなく、複数のせん断ひび割れが開いた。これは、スラブにより主筋の座屈やせん断ひび割れの拡張が抑制されたことによると見られる。SP-S6+slabT と SP-S6+slabK を比較した際に、垂れ壁または腰壁としてスラブを取付けることによるひび割れの差はおおよそ見られなかった。特に SP-S5+slabT 試験体においては端部コンクリートが圧壊した以外は大きくせん断ひび割れが開くこともなく、スラブによるせん断破壊抑制効果が大きかったと言える。

各試験体のせん断力-全体変形関係を図4に示す。

試験体 SP-S6+AR では、正側は全体変形角 R=1/100(rad.)①サイクル目、負側は R=1/200(rad.)②サイクル目で主筋1本目が降伏した。その後、正側は R=1/100(rad.)②サイクル目、負側は R=1/100(rad.)①サイクル目で主筋が全降伏した。せん断補強筋は、正側は R=1/50(rad.)①サイクル目、負側は R=1/50(rad.)②サイクル目で降伏した。正負共に R=1/25(rad.)サイクルにて最大強度(正: 147.9kN、負: -151.0kN)を記

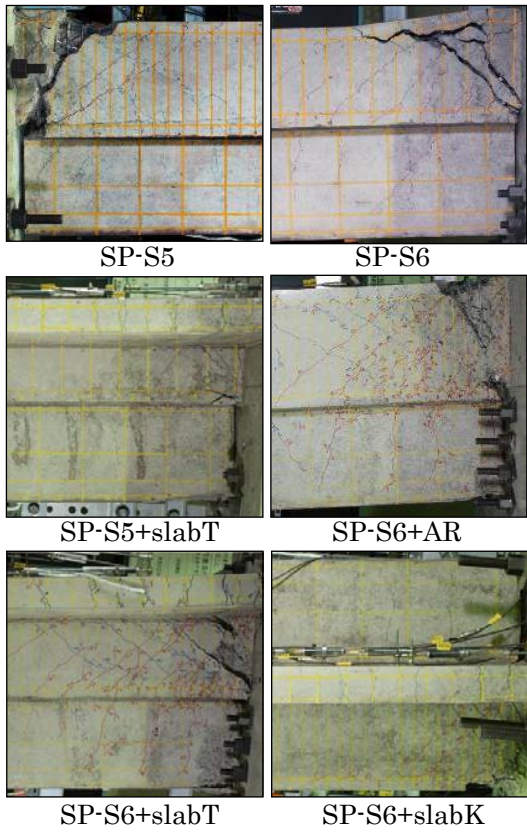


図3 最終破壊状況

録した。その後 $R=1/18(\text{rad.})$ 付近で圧壊が発生し、耐力は低下したもののせん断補強筋が破断することにはなかった。 $R=1/13(\text{rad.})$ 付近で壁がスタブに接触し、耐力が増加した。 $R=1/9(\text{rad.})$ まで加力を行ったが、最大強度の80%低下点まで下がることはなく、加力を終了した。破壊形式は曲げ破壊であった。

試験体 SP-S6+slabT では、正負共に全体変形角 $R=1/200(\text{rad.})$ ①サイクル目で主筋1本目が降伏した。その後、正負共に $R=1/100(\text{rad.})$ ①サイクル目で主筋が全降伏した。また、正側は $R=1/100(\text{rad.})$ ①サイクル目、負側は $R=-1/200(\text{rad.})$ ①サイクル目でスラブ筋が降伏した。せん断補強筋は、正側は $R=1/50(\text{rad.})$ ②サイクル目、負側は $R=-1/25(\text{rad.})$ で降伏した。正負共に $R=1/25(\text{rad.})$ サイクルにて最大強度(正: 176.4kN、負: -174.5kN)を記録した。その後せん断補強筋が破断することにはなく、 $R=1/14(\text{rad.})$ 付近で壁がスタブに接触し、耐力が増加した。 $R=1/9(\text{rad.})$ まで加力を行ったが、最大強度の80%低下点まで下がることはなく、加力を終了した。破壊形式は曲げ破壊であった。

試験体 SP-S6+slabK では、正側は全体変形角 $R=1/100(\text{rad.})$ ①サイクル目、負側は $R=1/200(\text{rad.})$ ①サイクル目で主筋1本目が降伏した。その後、正負共に $R=1/100(\text{rad.})$ ②サイクル目で主筋が全降伏した。また、正負共に $R=1/200(\text{rad.})$ ①サイクル目でスラブ筋が降伏した。せん断補強筋は、正側は

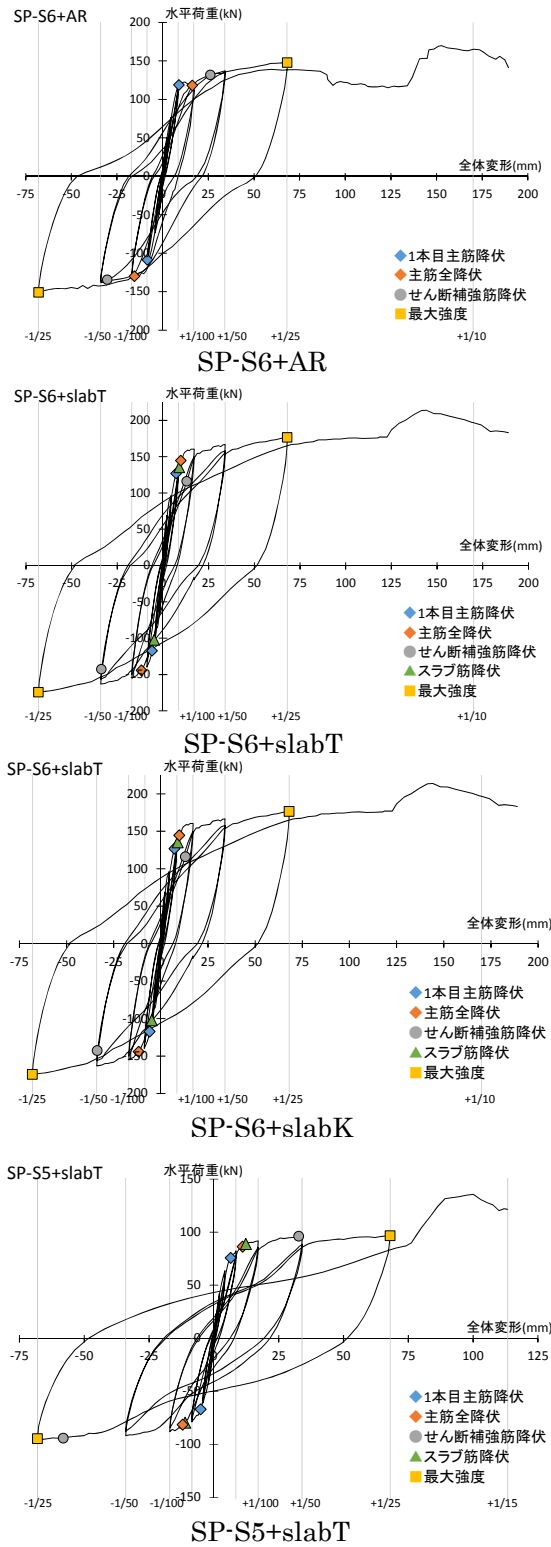


図4 せん断力-全体変形関係

$R=1/25(\text{rad.})$ 、負側は $R=1/50(\text{rad.})$ ①サイクル目で降伏した。正負共に $R=1/25(\text{rad.})$ サイクルにて最大強度(正: 190.1kN、負: -177.1kN)を記録した。その後せん断補強筋が破断することにはなく、 $R=1/12(\text{rad.})$ 付近で壁がスタブに接触し、耐力が増加した。 $R=1/10(\text{rad.})$ まで加力を行ったが、最大強度の80%低下点まで下がることはなく、加力を

終了した。破壊形式は曲げ破壊であった。

試験体 SP-S5+slabT では、正負共に全体変形角 $R=1/200(\text{rad.})$ ①サイクル目で主筋 1 本目が降伏した。その後、正負共に $R=1/100(\text{rad.})$ ①サイクル目で主筋が全降伏した。また、正負共に $R=1/100(\text{rad.})$ ①サイクル目でスラブ筋が降伏した。せん断補強筋は、正側は $R=1/50(\text{rad.})$ ①サイクル目、負側は $R=1/25(\text{rad.})$ で降伏した。正負共に $R=1/25(\text{rad.})$ サイクルにて最大強度(正: 96.62kN , 負: -94.67kN)を記録した。その後せん断補強筋が破断することはなく、 $R=1/22(\text{rad.})$ 付近で壁がスタブに接触し、耐力が増加した。 $R=1/15(\text{rad.})$ まで加力を行ったが、最大強度の 80%低下点まで下がることはなく、加力を終了した。破壊形式は曲げ破壊であった。

4.2. 塑性率

終局塑性率 μ_u を下式に従って決定した。

$$\mu_u = \frac{R_u}{R_y}$$

ただし、 R_u : 終局変形角(rad.)

R_y : 降伏時変形角(rad.)

R_u は図 5 に示すように履歴骨格曲線と靱性指針せん断強度式の交点によるとした。ここで靱性指針せん断強度式とは、以下に示す式である。

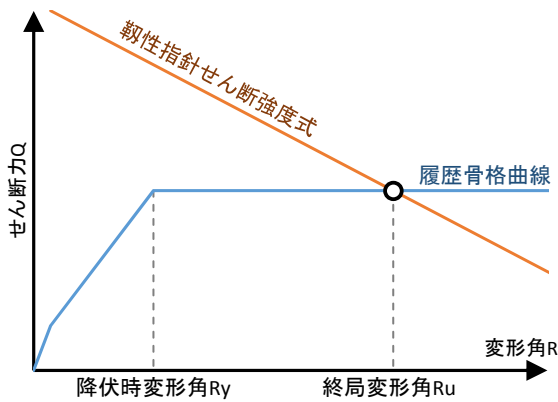


図 5 R_y と R_u の関係

$$V_u = \min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3})$$

$$V_{u1} = \mu p_{we} \sigma_{we} b_e j_e + \left(v \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta$$

$$V_{u2} = \frac{1}{3} (\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}) b_e j_e$$

$$V_{u3} = \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_e j_e$$

結果をまとめたものを表 2 に示す。SP-S6 試験体に関しては、せん断破壊のため、せん断強度に達する前に破壊しており、終局変形角は $1/50(\text{rad.})$ とした。

表 2 塑性率実験値一覧

		降伏変形角 R_y	終局変形角 R_u	塑性率 μ
B1	正	1/166	1/20	8.38
	負		-	
	平均		1/20	
S3	正	1/211	1/21	10.13
	負		-	
	平均		1/21	
S5	正	1/170	1/43	4.04
	負		-1/42	
	平均		1/42	
S6	正	1/407	1/50	8.14
	負		-1/50	
	平均		1/50	
S6+AR	正	1/199	1/30	6.53
	負		-1/31	
	平均		1/30	
S6+slabT	正	1/151	1/28	5.43
	負		-1/28	
	平均		1/28	
S6+slabK	正	1/158	1/28	5.52
	負		-1/29	
	平均		1/29	
S5+slabT	正	1/199	1/42	4.81
	負		-1/40	
	平均		1/41	

4.3. 等価粘性減衰

下式により TAKEDA モデルによる等価粘性減衰定数を算出し、実験値と比較した。

$$h_{eq}^T = \frac{1}{\pi} \left[1 - \mu^{\alpha-1} \frac{\delta_c / \delta_y + 1}{Q_c / Q_y + 1} \{ 1 + \beta(\mu - 1) \} \right]$$

ただし、 h_{eq}^T : TAKEDA モデルによる等価粘性減衰定数、 δ_c / δ_y : 降伏変位に対するひび割れ変位の比、 Q_c / Q_y : 降伏荷重に対するひび割れ荷重の比、 α : 剛性低下係数 ($=0.4$)、 β : 降伏点剛性に対する降伏後剛性の低下率 ($=0.01$)、 μ : 塑性率

ひび割れ変位、ひび割れ荷重、降伏変位、降伏荷重には実験値を用いた。 μ は前項のものによる。各試験体と比較して、SP-B1、SP-S3 試験体がよい性能を示した。SP-S6+slabT と K は同等の性状であり、垂れ壁と腰壁の差はないと言える。SP-S5 試験体は多少スリップ性状を示したためか、もっとも h_{eq} が小さくなった。

SP-S6 試験体のみ TAKEDA モデル計算値を大きく下回る結果となり、性能が良いとは言えないということが分かった。逆に SP-B1 試験体は計算値より大きくなり、実際の塑性率より良い性能を示した。

4.4. 端部せん断補強に関する検討

既往の研究では、梁端部から有効せい長さ $d(\text{mm})$ に含まれるせん断補強筋による負担せん断力 $Q_{max}(\text{kN})$ が、荒川式による梁の最大せん断力計算値 $Q_{su}(\text{kN})$ より大きくなれば、梁はせん断力を保持できるのではないかと仮定のもと、実験を行った。このとき、負担せん断力 $Q_{max}(\text{kN})$ は、次式で表される。

$$Q_{max} = \sum a_w \times \sigma_{wy}$$

ただし、 a_w ：せん断補強筋断面積(mm²)、
 σ_{wy} ：せん断補強筋降伏強度(実験値)

この仮定のもとでは、SP-S6 試験体は最大せん断力を保持でき、SP-S5 試験体は保持できなかった。しかし実際には、SP-S6 試験体ではひび割れが仮定より鋭角に入り、せん断補強筋によって保持できるせん断力が小さくなったと考えられ、せん断破壊に至った。そこで、本実験では、SP-S6 試験体の結果から、端部でせん断力を保持するせん断補強筋の含まれる範囲を $2/3d$ (mm)と狭め、端部補強筋を増した試験体を SP-S6+AR 試験体とした。 Q_{max} と各試験体の最大強度および Q_{su} の比較を表3に示す。

表3 Q_{max} と最大強度および Q_{su} の関係

試験体	本数	補強筋断面積 a_w	補強筋降伏強度 σ_{wy}	梁最大強度(実験値)	Q_u	Q_{max} ($a_w \times \sigma_{wy}$)	大小関係
S5	4	14.05	356.4	66.37	78.97	40.06	$Q_{max} < Q_u$
	7(仮定)	31.67				194.3	$Q_{max} > Q_u$
S6	4(結果)	31.67	438.3	145.7	172.8	111.0	$Q_{max} < Q_u$
	6	31.67	374.1	149.0	145.7(※)	142.2	$Q_{max} \approx Q_u$

(※) SP-S6+AR試験体の Q_u は、SP-S6試験体の最大強度実験値とした

SP-S6+AR 試験体では、最大強度と Q_{max} がほぼ同じ値となり、端部でせん断力を保持できたと考えられる。このことから、本実験においては、端部に補強筋を増すことはせん断破壊防止に有効であると言えた。

そこで、スラブの取付けがせん断破壊防止に有効であるかを検討するため、トラス機構によって梁端のヒンジ部のせん断力を求めた。本試験体については軸力を作用させないため、せん断力はほぼ全てトラス機構によって成り立つとする。トラス機構によるせん断力 V_t は、主筋の付着力によって表すことが出来る。スラブ付きの梁においては、スラブ筋のひずみからスラブ負担せん断力と梁負担せん断力を合計することで、 V_t を求めることが出来る。全ての試験体で、梁主筋のひずみから算出したせん断力と、スラブ筋のひずみから算出したせん断力の和 V_t とジャッキの値はよく一致した。梁負担せん断力の最大値と、梁端のせん断補強筋負担せん断力を比較したものを表4に示す。

表4 Q_{max} と最大強度の関係

試験体	本数	補強筋断面積 a_w	補強筋降伏強度 σ_{wy}	梁負担最大せん断力	Q_{max} ($a_w \times \sigma_{wy}$)	大小関係
S6+slabT	6	31.67	374.1	119.7	142.2	$Q_{max} > Q_u$
S6+slabK	6	31.67	370.0	105.1	140.6	$Q_{max} > Q_u$
S5+slabT	2	31.67	370.0	47.21	46.87	$Q_{max} \approx Q_u$

試験体3体ともにおいて、 Q_{max} は最大強度より大きくなるか同等を示した。せん断力の一部をスラブが負担し、梁の負担分が小さくなったことが分かる。スラブを取付けることも、せん断破壊防止に有効であると言えた。

4.5. まとめ

- 1) 等価粘性減衰定数に関して、各試験体を比較すると、SP-B1、SP-S3 試験体が良い性能を示した。
- 2) 等価粘性減衰定数における垂れ壁と腰

壁の差は見られなかった。

- 3) 耐震性能評価に則ると、SP-S6 試験体のみ TAKEDA モデル計算値を大きく下回る結果となった。
- 4) 端部で保持できるせん断力を数値化し比較することで、端部に補強筋を増すことはせん断破壊防止に有効であると言えた。
- 5) 主筋の付着力から、スラブ付きの梁においても梁部が負担するせん断力を数値化できた。このことから、せん断力の一部をスラブが負担し、梁の負担分が小さくなったことが分かり、スラブを取付けることもせん断破壊防止に有効であると言えた。
- 6) ひび割れ幅の評価においては、曲げひび割れが計算値を大きく上回り、せん断ひび割れは小さくなった。ひび割れの定量的評価方法については課題が残ると言える。

5. 主な発表論文等

(研究代表者、研究分担者及び連携研究者には下線)

[雑誌論文] (計1件)

宇野那由子、田才晃、楠浩一、Mhmoud SAUOD、”構造スリットを有する腰壁・垂れ壁付きRC梁部材の構造性能および端部の破壊状況に関する実験的研究”、コンクリート工学年次論文集(査読有)、第37巻、pp223-228、2015年6月。

[学会発表] (計3件)

1. 谷量子、田才晃、楠浩一、Mhmoud SAUOD、宇野那由子、”腰壁・垂壁付RC梁部材の構造性能に関する実験的研究(その13)”、日本建築学会大会学術講演梗概集、CD-ROM、2015年9月。

2. Mhmoud SAUOD、宇野那由子、谷量子、田才晃、楠浩一、”An experimental study on seismic performance of RC beams with spandrel walls Part 14” 日本建築学会大会学術講演梗概集、CD-ROM、2015年9月。

3. 宇野那由子、田才晃、楠浩一、他”腰壁・垂壁付RC梁部材の構造性能に関する実験的研究(その11)”、日本建築学会大会学術講演梗概集、CD-ROM、2014年9月。

6. 研究組織

(1) 研究代表者

田才晃 (TASAI AKIRA)

横浜国立大学・大学院都市イノベーション研究院・教授

研究者番号：40155057

(2) 研究分担者

楠浩一 (KUSUNOKI KOICHI)

東京大学・地震研究所・准教授

研究者番号：00292748