

論文 集約せん断補強を行ったモルタル充填式継手を有する梁部材の構造性能に関する実験的研究

山元 雄亮^{*1}・松崎 育弘^{*2}・杉山 智昭^{*3}・杉崎 一哉^{*4}

要旨：一般の RC 梁部材では、せん断補強筋は均等に配筋され、せん断設計ではそれが前提となっている。それに対し、せん断補強筋をまとめ、間隔を広げた集約配筋は、機械式継手を有する部材でかぶり厚さの確保が容易になるなど、有用となる。本報はその実現を目指し、集約せん断補強を行ったモルタル充填式継手を有する梁部材の耐震構造実験を行い、そのせん断性状を示すとともに抵抗機構について検討を行った。

キーワード：モルタル充填式継手, 集約せん断補強 (集約配筋), トラス機構

1. はじめに

現在、プレキャスト鉄筋コンクリート構造物をはじめとする鉄筋コンクリート構造物において機械式継手の1種であるモルタル充填式継手(以下スリーブ)が数多く使用されている。この継手は、高強度・太径の鉄筋にも対応でき、継手方法としての信頼性が高い。この継手方法を用いた場合、現状の設計においては、異形鉄筋(接合筋)より、径の太いスリーブ部分でかぶり厚さが決定されることになる。このため、主筋の位置がスリーブの無い同じ断面寸法の部材に比べ、内側の配筋となり、せん断補強筋で囲まれるコンクリートが少なく、設計上せん断

耐力が小さくなる等の点も有する。これらに対し、スリーブ区間に配筋されるせん断補強筋をスリーブ端部に集約して配筋すれば、主筋の配筋が内側に入らず、さらに現状に比べ配筋が単純になり施工性においても有用となる。この集約せん断補強方法は主として付着性状に関して研究が進めている¹⁾が、せん断性状については不明確な点が存在する。

そこで、本研究では、集約配筋を行ったスリーブを有する梁部材の実験を行うことで、集約配筋のせん断補強効果について明らかにすることを目的とする。

表-1 試験体一覧

No.	試験体名	主筋			一般部せん断補強筋		集約部せん断補強筋			スリーブ 有無	集約部 位置	せん断余裕度 Qsu/Qmu	付着余裕度 τ_{bu}/τ_f		
		コンクリート強度 Fc (N/mm ²)	材質	配筋	pt (%)	材質	配筋	pw (%)	材質					配筋	pwi (%)
1	SI-31-30-2D	42	SD390	5-D25 二段配筋 (3-2-D25)	2.83	SD295A	2-D10 @165	0.31	SD295A	2-D10,2-D6	0.30	○	中央	0.62	0.84
2	SI-64-61-2D						2-D10 @80	0.64		4-D10,2-D6	0.61	○	中央	0.92	0.98
3	SI-93-94-2D						2-D10 @55	0.93		4-D13	0.94	○	中央	1.18	1.10
4	SI-64-25-2D						2-D10 @80	0.64		2-D10	0.25	○	中央	0.92	0.98
5	SI-64-88-2D						2-D10 @80	0.64		4-D13	0.88	○	中央	0.92	0.98
6	RI-64-61-2D						2-D10 @80	0.64		4-D10,2-D6	0.61	×	中央	0.92	0.98
7	RI-93-94-2D						2-D10 @55	0.93		4-D13	0.94	×	中央	1.18	1.10
8	SI-64-61-1D						2-D10 @80	0.64		4-D10,2-D6	0.61	○	1D	0.92	0.98
9	SI-64-61-0						2-D10 @80	0.64		4-D10,2-D6	0.61	○	端部	0.92	0.98

* 試験体名は以下の要因を表す。SI, RI: スリーブ有り, 無し 31, 64, 93: pw=0.31, 0.64, 0.93(%) 30, 61, 94, 25, 88: pwi=0.30, 0.61, 0.94, 0.25, 0.88(%) 2D, 1D, 0: スリーブ位置 2D(中央, 端部より 800mm), 1D(端部より 400mm), 0(端部)

*1 東京理科大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 東京理科大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)

*3 東京理科大学 工学部建築学科助手 博士(工学) (正会員)

*4 東京理科大学大学院 工学研究科建築学専攻

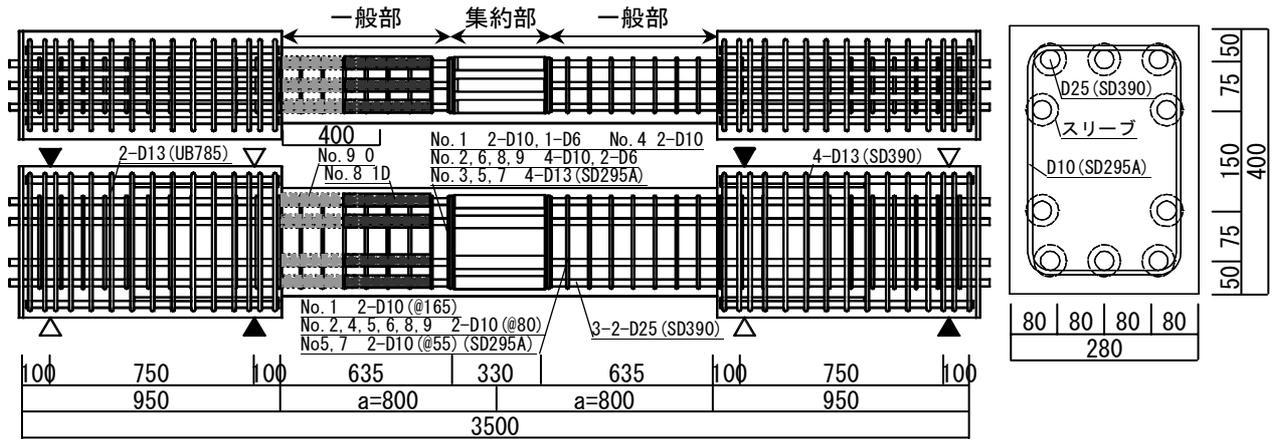


図-1 試験体配筋図(単位 mm)

2. 実験概要

2.1 試験体設定

表-1 に試験体一覧, 図-1 に試験体配筋図, 図-2 にモルタル充填式継手形状図, 図-3 に集約せん断補強筋比の評価方法をそれぞれ示す。試験体は断面 $b \times D = 280\text{mm} \times 400\text{mm}$, せん断スパン比 $a/D = 2.0 (a = 800\text{mm})$ とし, コンクリートは設計基準強度 $F_c = 42\text{N/mm}^2$, 主筋は二段配筋で 5-D25 (3-2-D25, SD390, 引張鉄筋比 $p_t = 2.83\%$), 一般部のせん断補強筋に 2-D10 (SD295A) を用いた。変動要因は, (1) 一般部のせん断補強筋量と図-3 式(1) から集約せん断補強筋量を同等にし, 変動させた No.1~3 ($p_w = 0.31, 0.64, 0.93\%$, $p_{wi} = 0.30, 0.61, 0.94\%$) の 3 水準。(2) No.2 を基準にし, 集約せん断補強筋量を増減させた No.4,5 ($p_w = 0.64\%$, $p_{wi} = 0.25, 0.88\%$) の 3 水準。(3) No.2,3 を基準にし, スリーブを用いない No.6,7 の 2 水準。(4) No.2 スリーブ位置が中央 2D (端部から 800mm) を基準にし, スリーブ位置を変動させた No.8,9 (スリーブ位置 1D (端部から 400mm), 0 (端部)) の 3 水準とした。また, スリーブ有り試験体には図-2 のモルタル充填式継手 (D25 用) を用い, 実験では主筋はスリーブ内で切れておらず通して配筋した。試験体設定には, せん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} (曲げ耐力に対するせん断耐力の比) と付着余裕度 τ_{bu}/τ_f (曲げ作用による付着応力度に対する付着強度の比) を用いた。せん断破壊先行型の No.1,2,4~6,8,9 ではせん断余裕度 1 以下, 曲げ降伏先行型の No.3,7 ではせん断余裕度 1 以上, またすべての試験体において付着余裕度を 1 程度

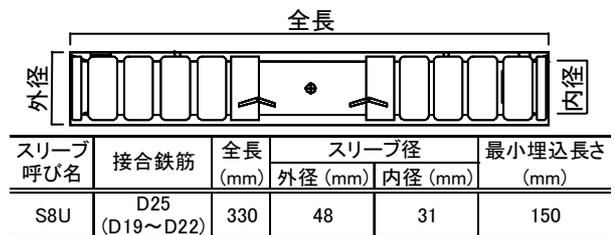
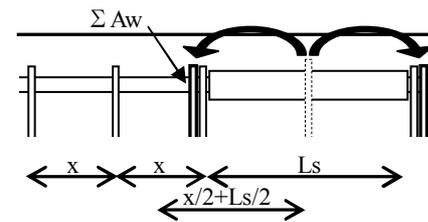


図-2 モルタル充填式継手形状図



$$p_{wi} = \frac{\Sigma A_w}{b \times (x/2 + L_s/2)} \quad (1)$$

p_{wi} : 集約部の集約せん断補強筋比
 ΣA_w : 一組の集約せん断補強筋の断面積 (mm^2)
 x : 一般部のせん断補強筋間隔 (mm)
 b : 梁幅 (mm) L_s : 集約区間 (mm)

図-3 集約せん断補強筋比の評価

とし, 付着割裂破壊しないよう設定した。なお, せん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} , 付着余裕度 τ_{bu}/τ_f の算定において, 一般部の配筋で評価し, Q_{su} , τ_f , τ_{bu} を終局強度型耐震設計指針²⁾A 法非靱性式, Q_{mu} を RC 規準³⁾曲げ略算式より求めた。

2.2 使用材料特性

(1) コンクリート, モルタル材料特性

表-2 にコンクリート, モルタル材料試験結果を示す。ヤング係数は 1/3 割線剛性とした。

(2) 鉄筋材料試験結果

表-4 に鉄筋材料試験結果を示す。降伏点は

基本的に上降伏点とした。

2.3 加力方法

図-4に加力装置図を示す。加力は大野式逆対称モーメント形式の正負交番繰返し漸増载荷とした。加力の制御は変位制御とし、加力サイクルは表-4に示す通りとした。

3. 実験結果及び検討

3.1 破壊状況および変形状

(1)集約せん断補強筋の効果

図-5にNo.2の荷重(Q)ー相対変位(δ)曲線とNo.1,3の包絡線比較、写真-1にNo.2破壊状況($R=1/33rad.$)、表-5に実験結果一覧、図-6に荷重(Q)ーせん断補強筋歪度(ϵ)関係(No.2,3,5)(No.5のみ一般部のせん断補強筋の歪み ϵ_n も併せ示す。)をそれぞれ示す。No.1~3ともに、 $R=1/400rad.$ に向かうサイクルで両側端部付近に曲げひび割れ、せん断ひび割れが発生し、さらに荷重が上昇するにつれ集約部にせん断ひび割れが発生した。その後変形が進むにつれ、一般部にひび割れが分散し、またスリーブ部に付着割裂ひび割れが発生した。No.1では $R=1/100rad.$ 、No.2,3では $R=1/50rad.$ に向かうサイクルからスリーブ部の付着割裂ひび割れと集約部のせん断ひび割れが繋がりそのひびわれ幅が顕著に開き始め、No.1,2では集約部せん断破壊、No.3は主筋の一段筋、二段筋ともに降伏し、曲げ降伏後集約部せん断破壊に至った。最大耐力においては、せん断補強筋の増加とともに上昇している。また、どの試験体においても集約部中央、つまりスリーブと集約補強筋に囲まれた部分のコンクリートに顕著なひび割れは発生しなかった。また、図-6から、すべての集約せん断補強筋が降伏しており、集約せん断補強筋が有効に働いていたことが確認できる。

これらから、集約せん断補強筋は有効に機能し、一般的な梁部材と同様にせん断補強筋比及び集約せん断補強筋比を増加させると最大耐力の上昇、靱性能の向上が見られ、部材降伏先行にすることも可能であることを確認できた。

表-2 コンクリート、モルタル材料試験結果

材料	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮歪み (μ)	ヤング係数 $\times 10^4(N/mm^2)$	引張強度 (N/mm^2)
コンクリート	37.4	1818	2.91	2.96
モルタル No.1~3	103.5	1043	3.32	3.65
モルタル No.4,5	94.0	966	3.37	4.57
モルタル No.8,9	103.2	1062	3.24	3.90

表-3 鉄筋材料試験結果

使用鉄筋	降伏応力度 (N/mm^2)	降伏歪み (μ)	ヤング係数 $\times 10^5(N/mm^2)$	引張強度 (N/mm^2)
主筋 D25(SD390)	428	2502	1.83	627
D10(SD295A)	356	1803	1.87	496
せん断補強筋 D6(SD295A)	330*	2169*	1.86	545
D13(SD295A)	353	1778	1.96	511

* 0.2%オフセット法により求めた。

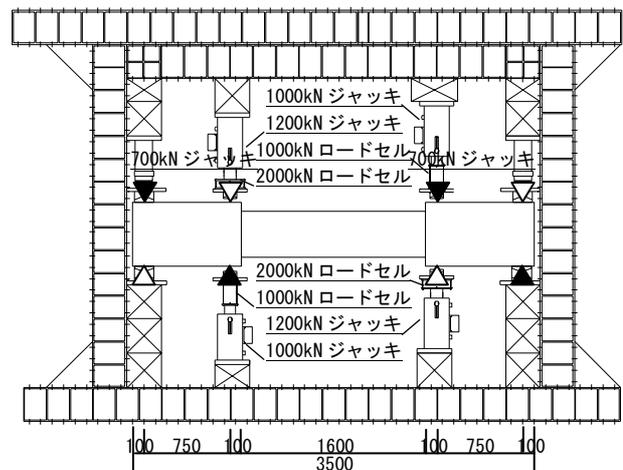


図-4 加力装置図(▼正載荷, ▽負載荷)

表-4 加力サイクル

部材角R(rad.)	1/400	1/200	1/100	1/50	1/33	1/25	1/20
相対変位(mm)	4	8	16	32	48.48	62	80
繰返し数	± 1	± 2	± 1				

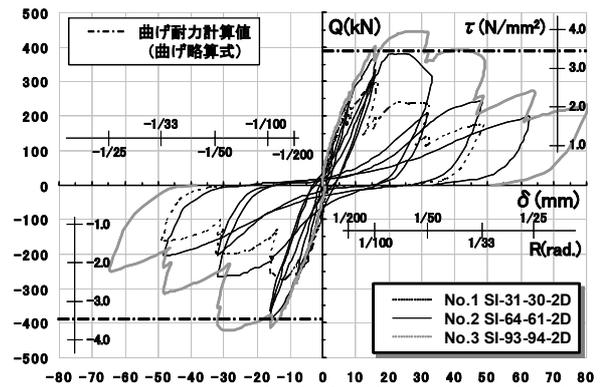


図-5 No.1~3 包絡線比較($p_w=p_{wi}$ 変動)



写真-1 No.2 破壊状況($R=1/33rad.$)

表-5 実験結果一覧

No.	試験体名	ひび割れ発生荷重			部材降伏 eQmu (kN)	最大値		破壊形式
		曲げ	一般部せん断	集約部せん断		最大耐力	限界変形角	
		eQmc (kN)	eQsc (kN)	eQisc (kN)		Qmax (kN)	Ru (rad.)	
1	SI-31-30-2D	46.8	135.5	179.0	-	293.2	-	IS
2	SI-64-61-2D	36.4	136.6	155.5	-	381.2	-	IS
3	SI-93-94-2D	53.2	139.5	225.5	413.9	447.3	1/32	FIS
4	SI-64-25-2D	29.3	63.0	169.9	-	325.4	-	IS
5	SI-64-88-2D	55.6	117.4	237.2	-	399.5	-	NS
6	RI-64-61-2D	52.5	148.9	255.2	-	382.2	-	IS
7	RI-93-94-2D	46.3	143.5	209.0	418.0	434.8	1/44	FIS
8	SI-64-61-1D	60.8	118.2	164.5	-	342.6	-	IS
9	SI-64-61-0	47.4	126.4	142.1	-	381.3	-	IS

* 限界変形角：最大荷重経過後，荷重が最大耐力の80%に低下した部材角

* 破壊形式：NS, IS, FIS 一般部せん断破壊，集約部せん断破壊，曲げ降伏後集約部せん断破壊

(2)集約せん断補強筋のみを増減させた効果

図-7にNo.2の荷重(Q)-相対変位(δ)曲線とNo.4,5の包絡線比較，写真-2にNo.5破壊状況(R=1/33rad.)をそれぞれ示す。No.4,5も3.1(1)で述べたNo.2と同様な破壊状況及び変形性状を示し，No.4ではR=1/100rad.に向かうサイクルで集約部せん断破壊，No.5ではR=1/50 rad.に向かうサイクルから左集約せん断補強筋周辺のせん断ひび割れが卓越し，一般部せん断破壊に至った。これは，図-6からNo.5の集約せん断補強筋 ϵ が降伏していないのに対し，一般部のせん断補強筋 ϵ_n が降伏していたことから確認できる。

これらから，集約せん断補強筋を上げることにより耐力を上昇させることができるが，集約せん断補強筋量を一般部に比べ増加させると，破壊部位が一般部に移りさせることができ，部材としてのせん断耐力が若干しか上昇しないと考えられる。

(3) スリーブの有無

図-8にNo.3(スリーブ有り)の荷重(Q)-相対変位(δ)曲線とNo.7(スリーブ無し)の包絡線比較，写真-3,4に破壊状況(No.3,7 R=1/33rad.)を示す。スリーブの無いNo.6,7は，スリーブの有る試験体とは異なり，集約部のせん断ひび割れが集約区間中央部を貫くように生じ，また繰返し载荷によりそのひび割れが顕著になり，集約区間のコンクリートの損傷は激しいものとなった。また変形性状から，最大耐力まではスリーブの有無により差異は見られなかった。しかし，最大耐力以降，スリーブの無いNo.6,7は，写真-4にも見られるように，集約せん断補強

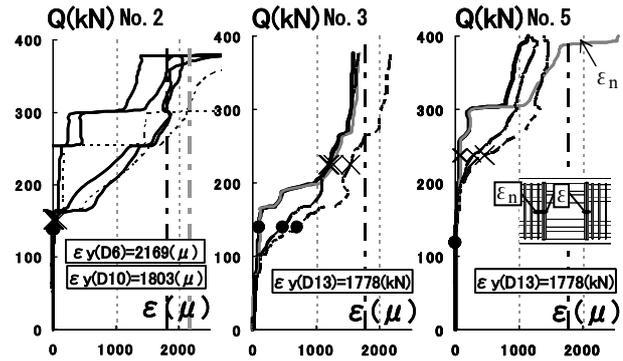


図-6 Q-ε 関係(せん断ひび割れ発生時 ●:一般部 ×:集約部)

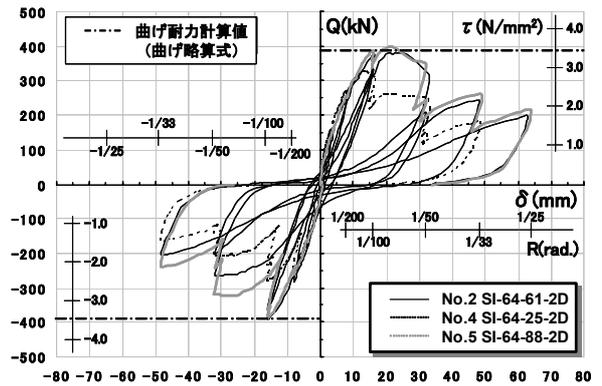


図-7 No. 2, 4, 5 包絡線比較 (pwi 変動)

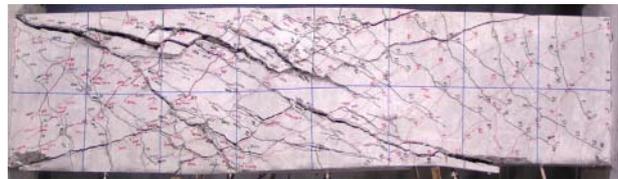


写真-2 No. 5 破壊状況 (R=1/33rad.)

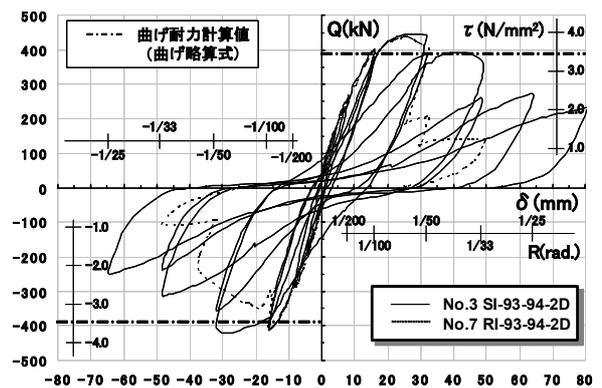


図-8 No. 3, 7 包絡線比較 (スリーブの有無)

筋を横切るひび割れが顕著に広がり集約部のコンクリートが脆弱化し、最大耐力後の耐力低下が大きく、また破壊状況に大きく差が現れた。

これらの差異は、スリーブの無い試験体では、主筋に比べ剛性の高いスリーブがなく、部材の変形が集約区間に集中したためと考えられる。

(4)スリーブの位置

図-9に No.2(スリーブ位置 中央 2D)の荷重(Q)-相対変位(δ)曲線と No.8,9(スリーブ位置 1D, 端部 0)の包絡線比較, 写真-5, 6に破壊状況(No.8,9 R=1/33rad.)を示す。No.8,9ともNo.2と同様な破壊状況を示し、R=1/100rad.に向かうサイクルで集約部せん断破壊に至った。ただしNo.9において、No.2,8の試験体とは違いスリーブ端部から付着割裂ひび割れが多数発生するという特徴が見られた。また図-9から、No.9はNo.2と同様な変形性状を示していたのに対し、No.8において、剛性は同じものの、最大耐力において、No.2に比べ90%程度の最大耐力とやや小さな値を示し、破壊も中央部にスリーブのある試験体では見られなかった集約部中央のコンクリートを貫くような破壊状況を示した。

これらは、集約区間が一般的な梁部材の端部せん断ひび割れの発生位置にあたり、そのせん断ひび割れを横切る有効なせん断補強筋が存在しなかったことが主な要因と考えられる。

3.2 既往の評価式との適合性

図-10に最大荷重比(eQ_{max}/cQ_{mu})-せん断余裕度(cQ_{su}/cQ_{mu})関係を示す。最大荷重比は最大耐力実験値に対する曲げ耐力計算値の比、せん断余裕度はせん断耐力計算値に対する曲げ耐力計算値の比で、計算値は2.1で用いた評価式(No.4ではpwをpwiに置き換えた結果も含む)を使用した。均等にせん断補強筋を配筋した部材と同様に集約配筋を行った本実験の実験値も、スリーブの有無に関わらず、安全側の評価となっていることがわかる。特に、集約せん断補強筋を一般部より少なく配筋したNo.4では、集約せん断補強筋比pwiを適用することで安全側の評価となった。また、スリーブ位置1D(端部から

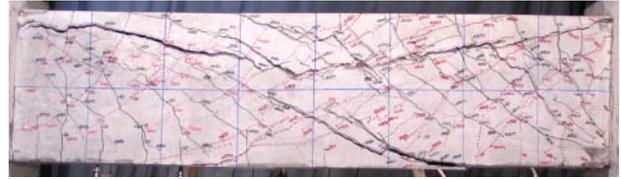


写真-3 No.3 破壊状況 (R=1/33rad.)



写真-4 No.7 破壊状況 (R=1/33rad.)

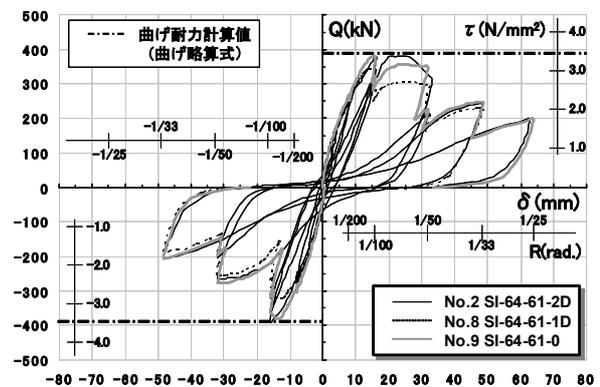


図-9 No.2, 8, 9 包絡線比較(スリーブ位置)

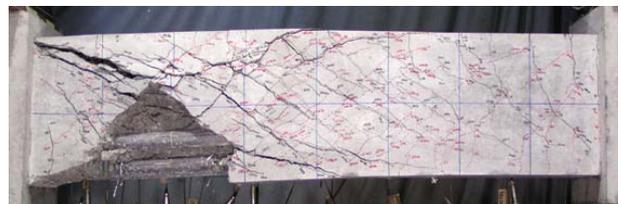


写真-5 No.8 破壊状況 (R=1/33rad.)



写真-6 No.9 破壊状況 (R=1/33rad.)

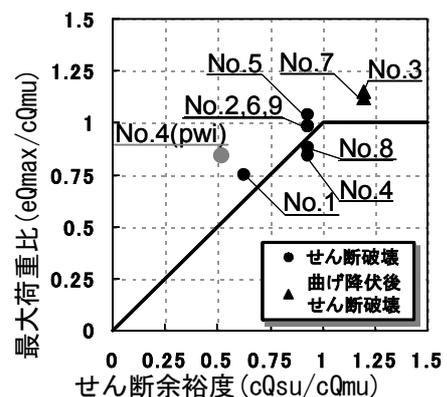


図-10 最大荷重比-せん断余裕度関係

400mm)に配置した No.8 は、3.2 で述べた理由により計算値に比べ低い値を示したと考えられる。

3.3 集約区間におけるトラス機構の角度

本実験における集約区間は、均等配筋部材に想定される均一なトラス機構とは異なり、局所的に一般部と異なったトラス機構を形成すると考えられる。そこで、終局時の集約区間におけるトラス機構の角度について検討を試みた。

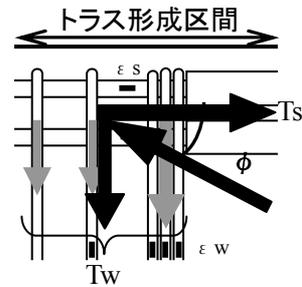
図-11 に集約区間におけるトラス機構の評価、表-6 に集約区間におけるトラス機構の角度 (No.1~7)を示す。表-6 のように計算値 cQ_{su} (終局強度型耐震設計指針²⁾A 法非靱性式)におけるトラス機構負担割合 cQt/cQ_{su} を用い、実験値 eQ_{max} におけるトラス機構実負担分 eQt を算出した。そして、トラス機構実負担分 eQt と同等なせん断補強筋の引張力 T_w を、集約せん断補強筋と隣接するせん断補強筋から順次評価し、必要な量を足し合わせた。その区間をトラス機構形成区間と仮定し、せん断補強筋の引張力 T_w とトラス機構形成区間の主筋付着力 T_s から集約区間の局所的なトラス機構の角度 ϕ を式(2)を用い、算出した。

表-6 から、本実験において、集約区間におけるトラス機構の角度は、スリーブの有無、集約部せん断補強筋比 p_{wi} に影響されず、 $\phi=32^\circ$ 程度であると推測される。(No.3,7 においては曲げ降伏し、終局時の付着力が不明確のため除外した。)しかし、集約区間長さや、一般部のせん断補強筋比 p_w による影響が不明確であるため、今後この要因について検討する必要がある。

4. まとめ

集約せん断補強を行ったスリーブを有する梁部材実験の結果より以下の知見を得た。

- 1)集約せん断補強筋のせん断補強効果が確認できた。また、均等配筋部材と同様に、一般部及び集約部のせん断補強筋を増やすことにより、最大耐力の上昇及び靱性能の向上が可能である。
- 2)一般部に比べ、集約せん断補強筋を増加させると最大耐力の上昇し、また破壊部位が集約部



$$\phi = \arctan(T_w/T_s) \quad (2)$$

$$T_s = A_s \cdot E_s \cdot \epsilon_s \quad T_w = \sum A_w \cdot E_w \cdot \epsilon_w$$

T_s : 主筋の付着力 (N)
 T_w : せん断補強筋の引張力の和 (N)
 $A_s(w)$: 主筋(せん断補強筋)断面積 (mm)
 $E_s(w)$: 主筋(せん断補強筋)のヤング係数 (N/mm²)

図-11 集約区間におけるトラス機構の評価

表-6 集約区間におけるトラス機構の角度

No.	試験体名	計算値			実験値			
		cQ_{su} (kN)	cQt (kN)	cQt/cQ_{su} (%)	eQ_{max} (kN)	$eQt(T_w)$ (kN)	T_s (kN)	ϕ (°)
1	SI-31-30-2D	234	137	59	293	172	335	27
2	SI-64-61-2D	342	282	83	381	315	502	32
3	SI-93-94-2D	437	411	94	447	420	396	47
4	SI-64-25-2D	204	98	48	325	155	272	30
5	SI-64-88-2D	342	282	83	399	330	524	32
6	RI-64-61-2D	342	282	83	382	316	462	34
7	RI-93-94-2D	437	411	94	435	408	413	45

cQ : せん断耐力計算値²⁾ cQt : トラス機構負担分 cQt/cQ : トラス機構負担割合 eQ : せん断耐力実験値 eQt : トラス機構実負担分 T_s : 主筋引張力 ϕ : トラス機構の角度

から一般部に移行する傾向が見られた。

3)スリーブの有無によって最大耐力までの差は見られないが、スリーブの無い部材は最大耐力以降の耐力低下が顕著である。

4)スリーブが端部の場合、最大耐力、履歴を含めスリーブが中央の場合と同等の性能を有する。

5)集約部及び一般部のせん断補強筋比をそれぞれ比較し、その値のうち低い値を用い、均等配筋部材の評価式に適用することで安全側に評価できる。

謝辞

本研究実施に当たり、日本プライススリーブ株式会社の協力を得ました。また、実験実施にあたり卒業生各位に協力していただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1)小林, 松崎他: RC 部材における機械式継手部の付着に対する考え方, 日本建築学会構造系論文集 第 555 号, pp.129~134 2002.5
- 2)日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説 1990.10
- 3)日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—1999