主筋が単配筋された薄肉断面鉄筋コンクリート梁部材の せん断終局耐力評価

EVALUATION OF ULTIMATE SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE THIN BEAMS WITH SINGLY ARRANGED REINFORCING BARS

磯 雅人*, 郷 雅紀**

Masato ISO and Masanori GOH

The objectives of this research are to clarify the shear behavior of reinforced concrete thin beams with main reinforcement arranged singly and stirrup of no closed-type and to derive the formula to evaluate the ultimate shear strengths. A total of 10 specimens were constructed and tested under simulated seismic loading. The primary test variables were amount of shear reinforcement, compressive strength of the concrete and the shape of stirrup. As the test results, the structural performance is degraded in comparison with R/C beams with main reinforcement arranged doubly and stirrup of closed-type. The reason is as follows.

1. Damage of concrete is concentrated on the core area of cross section.
2. The shear reinforcement effect of stirrup, which is no closed-type, decrease in comparison with stirrup of closed-type. Because of being determined by anchorage ability of 180° hook.

Then being based on above results, the formula to evaluate the ultimate shear strengths of R/C thin beams with main reinforcement arranged singly is developed. Fairly good agreement between experimental and calculated results of the ultimate shear strength is shown.

Keywords : R/C thin Beam, Single reinforcing bar, Ultimate shear strength, Shear reinforcing bar, 180°hook, Anchorage

薄肉断面 RC 梁, 単配筋, せん断終局耐力, せん断補強筋, 180° フック, 定着

1. はじめに

木造あるいは軽量鉄骨の住宅における布基礎の立上がり部は、鉄筋コンクリート造の薄肉断面部材となる。そのため、かぶり厚さなどを考えると、主筋は幅方向に1列しか配筋することができずに単配筋となる。また、せん断補強筋の定着部は、通常、180°フックとなり、非閉鎖型形状の補強筋となる。そのため、主筋が複配筋、せん断補強筋が閉鎖型となる従来の梁配筋とは異なる。また、壁式構造関係設計規準集・同解説（壁式鉄筋コンクリート造編）¹⁾の8条：壁梁構造の規定では、「単配筋の場合には、鉄筋端部に180°フックを付けて定着する。」との記述があり、主筋が単配筋、せん断補強筋が非閉鎖型となることを許容している。つまり、壁式構造の壁梁も住宅の布基礎の配筋と同様となるケースがある。

ところで、せん断補強筋が非閉鎖型の場合、コアコンクリートに対する拘束力は閉鎖型補強筋に比べて弱く、構造性能の低下が危惧される。

園部、米澤ら²⁾はせん断補強量をほぼ同一にして、主筋を複配筋、せん断補強筋を閉鎖型とした薄肉断面のRC梁部材と主筋を単配筋、せん断補強筋を非閉鎖型とした薄肉断面のRC梁部材の曲げせん断実験を実施している。補強筋の形状を非閉鎖型とした試験体の靱性

能は、閉鎖型とした試験体に比べて低下することを報告している。

永坂ら³⁾は主筋を複配筋とし、せん断補強量を同一にして、せん断補強筋の形状を非閉鎖型、閉鎖型としたRC梁部材のせん断実験を実施している。実験の結果、せん断補強筋を非閉鎖型としたRC梁のせん断耐力は、閉鎖型としたRC梁に比較して、せん断耐力が低下することを報告している。さらに、閉鎖型補強筋のRC梁部材を対象とした既往のせん断終局強度評価式では、実験結果を適切に評価できないことを指摘している。

また、松崎、金子ら⁴⁾は、主筋が単配筋、補強筋が非閉鎖型のRC梁部材のせん断実験を実施している。破壊は、梁上面に割裂ひび割れが進展し、最終破壊は上面割裂ひび割れを起因とし、極めて脆性的な破壊を示すことを報告している。

しかし、主筋が単配筋されたRC梁部材の研究事例は極めて少なく、その構造性能は不明な点が多く残されているのが現状である。また、壁式構造の壁梁の終局せん断耐力は、主筋が複配筋、補強筋が閉鎖型としたRC梁のせん断実験から導出された大野・荒川式が準用されている¹⁾。本来の意味からすれば主筋が単配筋、非閉鎖型補強筋のRC梁については、適用の範囲外と考えられる。以上のことから現段階では、主筋を単配筋、補強筋を非閉鎖型としたRC梁

* 福井大学大学院工学研究科建築建設工学専攻
講師・博士(工学)

** 名古屋大学環境学研究科都市環境学専攻
大学院生・修士(工学)

Assistant Prof., Architecture and Civil Eng., Graduate School of Eng., Univ. of Fukui,
Dr. Eng.

Graduate Student, Department of Environmental Engineering and Architecture, Graduate
School of Environmental Studies, Nagoya University, M. Eng.

表 1 試験体一覧

No.	試験体名	断面 b×D (mm)	せん断スパン比 a/D	コンクリート圧縮強度 F ₂₈ (N/mm ²)	主筋		補強筋		
					仕様	配筋	仕様	p _w (%)	補強筋形状
1	RC24-DS-0.24O-S	150×400	2.0	24	4-D22(SD390) 異形(竹節)	単配筋	1-D10(SD295A)@200	0.24	非閉鎖型(180° フック)
2	RC24-DS-0.32O-S				4-D25(SD390) 異形(竹節)		1-D10(SD295A)@150	0.32	
3	RC24-DS-0.48O-S						1-D10(SD295A)@100	0.48	
4	RC24-DS-0.48C-S						2-D10(SD295A)@200	0.48	
5	RC30-DS-0.84O-S			30	4-D22(SD490) 異形(ネジ節)	複配筋	1-D13(SD295A)@100	0.84	非閉鎖型(180° フック)
6	RC30-DD-0.84O-S				8-D22(SD490) 異形(ネジ節)			0.84	非閉鎖型(180° フック)
7	RC36-DS-0.24O-S			36	4-D22(SD490) 異形(ネジ節)	単配筋	1-D10(SD295A)@200	0.24	非閉鎖型(180° フック)
8	RC60-DS-0.24O-S				4-D22(SD490) 異形(ネジ節)		1-D10(SD295A)@200	0.24	
9	RC60-DS-0.48O-S			1-D10(SD295A)@100			0.48		
10	RC21-RS-0.24O-S			21			4-PC23(SBPR930/1080)丸鋼	1-D10(SD295A)@200	

■試験体名■

例: RC 24-DS-0.24 O-S

① ② ③ ④ ⑤ ⑥

①RC: 鉄筋コンクリート

②コンクリートの4週時目標圧縮強度 F₂₈(N/mm²)

③主筋の形状および配筋 DS: 異形鉄筋, 単配筋 DD: 異形鉄筋, 複配筋 RS: 丸鋼, 単配筋

④せん断補強筋比 p_w(%)

⑤補強筋形状 O: 非閉鎖型(180° フック) C: 閉鎖型(溶接閉鎖型)

⑥S: せん断シリーズ

* 1 : 通常の非閉鎖型(180° フック)とは異なる(図1 配筋図の一例参照)。

表2 鉄筋の力学的性質

試験体 No.	使用部位 : 鉄筋の種類	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ度 (μ)	ヤング係数 $\times 10^5$ (N/mm^2)	伸び率 (%)
No.1	主筋: D22 (SD390)	436	595	2480	1.76	20.7
No.2, 3, 4	主筋: D25 (SD390)	437	595	2440	1.79	19.2
No.5, 6	主筋: D22 (SD490)	509	678	2730	1.94	16.1
No.7	主筋: D22 (SD490)	537	699	2860	1.97	17.4
No.8, 9	主筋: D22 (SD490)	537	699	2860	1.97	17.4
No.10	主筋: PC23 (SBPR930/1080)	1000	1120	7210	1.91	14.3
No.1, 2, 3, 4	補強筋: D10 (SD295A)	351	473	1950	1.80	31.5
No.5, 6	補強筋: D13 (SD295A)	346	495	1820	1.92	27.2
No.7	補強筋: D10 (SD295A)	346	483	1880	1.88	29.3
No.8, 9	補強筋: D10 (SD295A)	348	481	1880	1.88	29.3
No.10	補強筋: D10 (SD295A)	354	500	1960	1.76	29.7

表3 コンクリートの力学的性質

試験体 No.	材齢(養生)	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)	ポアソン比	ヤング係数 $\times 10^4$ (N/mm^2)
No.1, 2, 3	54(封緘)	31.6	2.37	0.180	2.37
No.4	64(封緘)	32.5	2.55	0.181	2.45
No.5	35(封緘)	33.1	2.41	0.156	2.49
No.6	39(封緘)	34.5	2.49	0.154	2.49
No.7	40(封緘)	40.3	2.56	0.176	2.25
No.8, 9	31~35(封緘)	55.4	3.71	0.182	2.74
No.10	42(封緘)	21.1	1.78	0.187	2.00

部材のせん断耐力を純粋に評価している式は存在しないと言える。

そこで本研究では、主筋を単配筋、せん断補強筋を非閉鎖型とした薄肉断面 RC 梁部材のせん断実験により、そのせん断性状を明らかにすることを目的とした。同時に、非閉鎖型せん断補強筋の補強効果を明らかにして、そのせん断終局強度評価式を提案することを目的とした。

2. 実験概要

表1に試験体一覧、表2、表3に鉄筋およびコンクリートの力学的性質、図1に配筋図の一例を示す。共通要因は、断面 $b \times D=150 \times 400(\text{mm})$ 、せん断スパン比 $a/D=2.0$ である。変動要因は、コンクリート圧縮強度、主筋の形状、主筋の配筋、せん断補強筋比 p_w 、補強筋形状の5要因である。コンクリートの4週時目標圧縮強度 F_{28} は21, 24, 30, 36, 60(N/mm^2)の5水準、主筋の形状は異形、丸鋼の2水準、主筋の配筋は単配筋、複配筋の2水準、せん断補強筋比 p_w は0.24, 0.32, 0.48, 0.84(%)の4水準、補強筋形状は補強筋の定着部が180°フックの非閉鎖型補強筋(以下、非閉鎖型)、溶接閉鎖型補強筋(以下、閉鎖型)の2水準であり、補強筋端部の詳細は図1中のX部拡大図に示した。以上、試験体総数は10体である。なお、破壊モードは、せん断破壊が先行するように設計を行った。

No.1, No.2, No.3 試験体およびNo.8, No.9 試験体は、コンクリート強度をほぼ共通にして、せん断補強筋比のみを変動させている。以上の試験体により、せん断性状に与えるせん断補強筋比の影響を明らかにする。また、No.1, No.7, No.8 試験体およびNo.3, No.9 試験体は、せん断補強筋比を共通にして、コンクリート強度のみを変動させている。以上の試験体により、コンクリート強度の影響を

図 1 配筋図の一例

表4 実験結果一覧

No.	試験体名	曲げひび割れ		せん断ひび割れ		上面割裂		下面割裂		最大耐力		破壊モード
		$e Q_{mc}$ (kN)	$e \delta_{mc}$ (mm)	$e Q_{sc}$ (kN)	$e \delta_{sc}$ (mm)	$e Q_{tsc}$ (kN)	$e \delta_{tsc}$ (mm)	$e Q_{bsc}$ (kN)	$e \delta_{bsc}$ (mm)	$e Q_{su}$ (kN)	$e \delta_{su}$ (mm)	
1	RC24-DS-0.240-S	14.8	0.668	51.6	3.27	82.9	8.07	—	—	95.8	12.2	せん断引張破壊 (上・下面割裂ひび割れ)
		-15.0	0.038	-44.2	-2.35	-29.7	-1.01	—	—	-98.1	-12.3	
2	RC24-DS-0.320-S	18.2	0.555	51.4	3.32	47.8	2.89	—	—	98.7	12.2	せん断引張破壊 (上・下面割裂ひび割れ)
		-14.5	0.093	-44.1	-1.91	-58.4	-3.29	—	—	-98.9	-12.1	
3	RC24-DS-0.480-S	14.8	0.405	36.9	1.90	87.2	8.06	—	—	109.0	12.0	せん断引張破壊 (上・下面割裂ひび割れ)
		-11.1	0.190	-44.3	-2.50	-58.2	-4.09	—	—	-102.9	-12.2	
4	RC24-DS-0.48C-S	8.4	0.255	47.3	3.00	61.3	4.66	—	—	126.1	15.4	せん断引張破壊 (上・下面割裂ひび割れ)
		-17.5	-0.020	-47.8	-2.30	-52.1	-2.65	—	—	-117.3	-12.1	
5	RC30-DS-0.840-S	30.1	0.605	55.3	2.27	51.2	1.95	51.2	1.95	149.4	16.0	せん断引張破壊 (上・下面割裂ひび割れ)
		-21.2	-0.150	-58.7	-2.69	-64.4	-3.28	-52.1	-2.11	-145.8	-16.2	
6	RC30-DD-0.840-S	36.2	0.693	70.4	2.03	124.5	24.05	125.5	16.11	161.6	12.0	二筋筋付着割裂破壊
		-29.2	-0.383	-80.5	-3.58	-107.1	-16.09	-99.4	-24.30	-139.2	-12.0	
7	RC36-DS-0.240-S	9.3	0.238	48.8	3.69	28.9	1.64	34.7	2.06	99.1	12.1	せん断引張破壊 (上・下面割裂ひび割れ)
		-7.4	0.700	-64.9	-5.68	-40.3	-2.56	-40.3	-2.56	-87.9	-12.3	
8	RC60-DS-0.240-S	9.42	0.268	54.0	3.71	86.4	8.00	54.0	3.71	107.1	11.6	せん断引張破壊 (上・下面割裂ひび割れ)
		-7.35	0.470	-44.6	-3.60	-44.6	-3.60	-75.8	-8.01	-87.4	-12.0	
9	RC60-DS-0.480-S	12.86	0.283	50.5	2.93	39.5	1.96	50.5	2.93	143.7	16.0	せん断引張破壊 (上・下面割裂ひび割れ)
		-1.45	0.695	-49.8	-4.14	-97.2	-12.04	-49.8	-4.14	-128.2	-16.1	
10	RC21-RS-0.240-S	7.6	0.133	—	—	—	—	—	—	68.6	24.1	圧縮ストラットの圧縮破壊
		-5.8	1.488	-28.0	-6.82	—	—	-43.6	-12.01	-67.8	-24.1

No. 1 RC24-DS-0.240-S

No. 2 RC24-DS-0.320-S

No. 3 RC24-DS-0.480-S

No. 4 RC24-DS-0.48C-S

No. 5 RC30-DS-0.840-S

No. 6 RC30-DD-0.840-S

No. 7 RC36-DS-0.240-S

No. 8 RC60-DS-0.240-S

No. 9 RC60-DS-0.480-S

No. 10 RC21-RS-0.240-S

No. 8 RC60-DS-0.240-S

No. 9 RC60-DS-0.480-S

写真1 最終破壊状況

明らかにする。No.4 試験体は、せん断性状に与える補強筋形状の影響を明らかにするために計画した試験体である。補強筋形状が非閉鎖型である No.3 試験体と閉鎖型とした No.4 試験体との比較によりその影響を確認する。No.6 試験体は、せん断性状に与える主筋の配筋の影響を明らかにするために計画した試験体である。主筋が単配筋の No.5 試験体と複配筋の No.6 試験体との比較によりその影響を確認する。No.10 試験体は、アーチ機構によるせん断終局耐力を評価する試験体である。トラス機構が成立しないように主筋を丸鋼とし、グリースを塗布して主筋の付着を除去した。

図2に加力サイクルを示す。加力は逆対称モーメントが生じるように大野式加力とした。加力サイクルは、部材角 $R=1/400, 1/200, 1/133(\text{rad})$ をそれぞれ1サイクル、 $R=1/100(\text{rad})$ を2サイクル、 $R=1/67, 1/50, 1/33(\text{rad})$ をそれぞれ1サイクル行うことを原則とし、正負交番繰返し載荷とした。ひずみ計測は主筋およびせん断補強筋について行い、変位測定は相対変位、曲げ変形、せん断変形、材端の回転変形について

行った。

3. 実験結果

表4に実験結果一覧を示す。表中の Q および δ は、各ひび割れ発生時に試験区間部分に生じているせん断力および相対変位を示している。

3.1 破壊性状

写真1に最終破壊状況

を示す。No.6, No.10 試験体以外の試験体の破壊経過は、最初に材端部に曲げひび割れ、次いで、せん断ひび割れ、上・下面に割裂ひび割れが生じた。その後は、荷重の増加とともにひび割れが分散、進展する。最終破壊は脆性的であり、上・下面に割裂ひび割れをと

図2 加力サイクル

もなうせん断引張破壊の性状を示した。同試験体に関して実験終了後にコンクリート部分をはつり観察したところ、補強筋端部の180°フック部分が曲げ戻されていることが確認された。また、補強筋外周部のカバーコンクリートの損傷は、ひび割れが生じているものの健全なコンクリートが多く残されていた。それに対して、補強筋に囲まれたコアコンクリートの損傷は、カバーコンクリートに比べて損傷が大きくなる傾向が認められた。

No.6 試験体の破壊経過は、最初に材端部に曲げひび割れ、次いで、せん断ひび割れ、上・下面に割裂ひび割れが生じた。最終破壊状況は、二段筋部分の付着割裂破壊を示した。

No.10 試験体の破壊経過は、最初に材端部に曲げひび割れ、次いで、せん断ひび割れ、下面に割裂ひび割れが生じた。最終破壊は、材端圧縮部コンクリートの圧縮破壊の性状を示した。また、全体のひび割れ本数は他の試験体に比較して極めて少なく、ひび割れは材端部に集中する傾向が認められた。

3.2 変形状

図3に各試験体のせん断力 (Q) - 相対変位 (δ) 関係を示す。初期剛性は、コンクリート圧縮強度の違いによる顕著な差異は認められず、ほぼ同程度であった。これは、乾燥収縮による微細なひび割れによる影響等により明確な差異が認められなかったと推察される。

せん断ひび割れ発生後から最大荷重までの剛性は、せん断補強筋比の増加とともに高くなる傾向が認められたが、コンクリート圧縮強度の違いによる顕著な差異は認められない。

最大耐力時の変形は、二段筋の付着割裂破壊を示した No.6 試験体および No.4, No.5, No.9 試験体を除くせん断引張破壊を示した試験体は、部材角 $R=1/133(\text{rad.})$ で最大耐力にいたっている。しかし、補強筋形状を閉鎖型とした No.4 試験体、 $p_w=0.84(\%)$ とした No.5 試験体、コンクリート目標圧縮強度 F_{28} を $60(\text{N/mm}^2)$ とした No.9 試験体の最大耐力時の変形は、部材角 $R=1/100(\text{rad.})$ 程度となっており、やや大きくなる傾向が認められた。一方、アーチ機構のせん断終局耐力を確認するための No.10 試験体の最大耐力時の変形は、 $R=1/67(\text{rad.})$ 程度であり、他の試験体に比べて大きな変形となっている。これは、主

筋の付着を除去したために主筋の抜け出し変位が大きくなり、そのために最大耐力時の変形が大きくなったと推察される。

最大耐力後の変形状に関しては、せん断引張破壊を示した No.1

図3 せん断力 (Q) - 相対変位 (δ) 関係

図4 最大耐力実験値 (eQ_{su}) の比較

～5, No.7～9 試験体は、急激に耐力を低下させる脆性的な性状を示した。一方、二段筋の付着割裂破壊を示した No.6 試験体および圧縮ストラットの圧縮破壊を示した No.10 試験体は急激な耐力低下は見られず、徐々に耐力を低下させる性状を示した。

3.3 セン断終局耐力

図4に最大耐力実験値 (eQ_{su}) の比較を示す。せん断補強筋比 p_w の影響では、コンクリート圧縮強度 σ_B が $31.6 \sim 33.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ とほぼ同等である No.1, No.2, No.3, No.5 試験体で比較した場合、 p_w の上昇とともに最大耐力は上昇する傾向が認められた。また、 $\sigma_B = 55.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ の No.8, No.9 試験体で比較した場合でも、同様に p_w の上昇とともに最大耐力は上昇する傾向が認められた。

コンクリート圧縮強度 σ_B の影響では、 $p_w = 0.24(\%)$ である $\sigma_B = 31.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ の No.1 試験体、 $\sigma_B = 40.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ の No.7 試験体、 $\sigma_B = 55.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ の No.8 試験体で比較した場合、 σ_B の上昇とともに最大耐力は上昇する傾向が認められた。また、 $p_w = 0.48(\%)$ である $\sigma_B = 31.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ の No.3 試験体、 $\sigma_B = 55.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ の No.9 試験体で比較した場合でも、同様に σ_B の上昇とともに最大耐力は上昇する傾向が認められた。

補強筋形状による影響では、閉鎖型とした No.4 試験体の最大耐力は非閉鎖型とした No.3 試験体に比較して大きく、閉鎖型にすることにより最大耐力は上昇する傾向が認められた。No.4 試験体の耐力が上昇した要因であるが、 180° フックの非閉鎖型補強筋は、試験後の観察でフックが曲げ戻されていた。一方、閉鎖型補強筋の試験体では、そのような性状は確認されていない。以上のことから、閉鎖型補強筋における補強筋端部の定着能力および主筋の拘束力は、非閉鎖型補強筋に比較して高く、そのために耐力が向上したと推察される。

主筋の配筋による影響では、複配筋とした No.6 試験体の最大耐力は、主筋を単配筋とした No.5 試験体に比較して大きく、主筋を複配筋にすることにより最大耐力は上昇する傾向が認められた。これは、主筋のダボ効果により耐力が上昇したことが考えられる。また、トラス機構によるせん断抵抗機構を考えれば、主筋が並列して2列に並ぶためにトラス機構の圧縮応力の作用幅が広がるとともに、主筋の周長が2倍に増えたことにより主筋の付着力が増加して、トラス機構の耐力を向上させたことが考えられる。

アーチ機構の耐力を確認するために主筋の付着力を除去した No.10

表5 計算結果一覧

No.	試験体名	最大耐力 (実験値) eQ_{su} (kN)	せん断終局強度計算値			比較値=実験値/計算値		
			$b_s Q_{su}$ (kN)	V_u (kN)	$MA V_u$ (kN)	$eQ_{su}/b_s Q_{su}$	eQ_{su}/V_u	$eQ_{su}/MA V_u$
1	RC24-DS-0.240-S	98.1	78.2	120.4	79.5	1.25	0.81	1.23
2	RC24-DS-0.320-S	98.9	84.6	139.5	88.9	1.17	0.71	1.11
3	RC24-DS-0.480-S	109.0	92.9	177.6	101.8	1.17	0.61	1.07
4	RC24-DS-0.48C-S	126.1	93.7	178.9	123.8	1.35	0.70	1.02
5	RC30-DS-0.840-S	149.4	107.7	265.6	109.7	1.39	0.56	1.36
6	RC30-DD-0.840-S	161.6	117.4	267.5	176.0	1.38	0.60	0.92
7	RC36-DS-0.240-S	99.1	86.1	130.6	92.3	1.15	0.76	1.07
8	RC60-DS-0.240-S	107.1	100.2	143.2	107.4	1.07	0.75	1.00
9	RC60-DS-0.480-S	143.7	113.4	199.9	128.3	1.27	0.72	1.12
10	RC21-RS-0.240-S	68.6	36.9	46.3	46.3	1.86	1.48	1.48

$b_s Q_{su}$: 大野・荒川 min 式による終局せん断耐力式(式(1))

V_u : A 法式によるせん断強度式(式(2))

$MA V_u$: 修正 A 法式によるせん断強度式(式(13))

図5 最大耐力実験値 (eQ_{su}) とせん断終局強度式による計算値との比較

試験体は、他の試験体に比べて耐力が最も低く、 68.6 (kN) であった。

表5に計算結果一覧を、図5に最大耐力実験値 (eQ_{su}) とせん断終局強度式による計算値との比較を示す。せん断終局強度式は、壁式構造関係設計規準集・同解説(壁式鉄筋コンクリート造編)による壁梁の終局せん断耐力(式(1)) (以下、大野・荒川 min 式) および鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説によるせん断強度式 A 法(式(2)) (以下、A 法式) により検討を行う。計算にあたり補強筋の降伏点は表2中の値を、コンクリート圧縮強度は表3中の値を代入して計算を行った。また、アーチ機構のせん断終局耐力を確認する No.10 試験体は式(1)、式(2)のトラス機構の部分(式(1)では第2項、式(2)では第1項)を無視して計算を行った。なお、A 法式の主筋中心間距離 (j_i) は、最外縁主筋間距離を採用して計算を行った。

■大野・荒川 min 式による終局せん断耐力式■¹⁾

$$b_s Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b_e \cdot j \quad (1)$$

記号の意味は、文献 1) を参照のこと。

■A 法式によるせん断強度式■⁵⁾

$$V_u = b \cdot j_e \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (2)$$

記号の意味は、文献 5) を参照のこと。

大野・荒川 min 式との比較では、比較値 (= 実験値 / 計算値) は $1.07 \sim 1.86$ の範囲となりすべて安全側の評価となった。比較値の平均値は 1.31 であった。また、せん断補強筋比の増加とともに比較値は大きくなり、安全率が高まる傾向が見られた。一方、A 法式との比較では、No.10 試験体の比較値は 1.48 となり安全側の評価となるものの、それ

以外の試験体の比較値は 0.56～0.81 となり危険側に評価された。せん断補強筋比の増加とともに比較値は小さくなり、危険側にプロットされる傾向が認められた。以上のことから既往の計算式では、補強筋のせん断補強効果およびせん断終局耐力実験値を精度良く評価できているとは言えない。

3. 4 せん断補強筋のひずみ度分布

図6に要因ごとで比較した最大耐力時の補強筋のひずみ度と補強筋の位置との関係を示す。コンクリート圧縮強度 $\sigma_B=31.6\sim33.1$ (N/mm²) の範囲におけるせん断補強筋比 p_w の影響では、最大ひずみ度の値は 1480～1810(μ) 程度であり、 p_w の違いによる大きな差異は認められない。同様に、コンクリート圧縮強度 $\sigma_B=55.4$ (N/mm²) と共通にした場合の最大ひずみ度の値は 1850～2280(μ) であり、 p_w の違いによる傾向がみられない。とくに、 $\sigma_B=31.6\sim33.1$ (N/mm²) における試験体の補強筋のひずみ度は、降伏ひずみ度に達する前に最大耐力を迎える傾向が認められ、補強筋のせん断補強効果を十分に発揮できていない。これは、破壊性状において補強筋端部のフックが曲げ戻されていることから、補強筋端部の定着能力が十分でないために降伏ひずみ度に達しないと推察される。

次に、コンクリート圧縮強度 σ_B の影響では、コンクリート強度の上昇とともに、最大耐力時のひずみ度は大きくなり、せん断補強筋が全体的に効果を発揮する傾向が認められる。これは、コンクリート圧縮強度が上昇したことにより、せん断補強筋端部の定着耐力が向上したためと考えられる。そのために最大耐力時のひずみ度が上昇し、応力の再配分が可能になったと推察される。

せん断補強筋の形状による影響では、せん断補強量を共通にして閉鎖型補強筋の試験体と非閉鎖型補強筋の試験体で比較した場合、非閉鎖型補強筋の場合は局部的に補強筋が効果を発揮しており、応力が再配分でせずに破壊が集中する傾向が認められる。一方、閉鎖型補強筋の場合は全体的に補強筋が効果を発揮しており、応力が再配分できている傾向が認められる。

主筋の配筋による影響では、破壊モードは異なるため参考程度となるが、最大ひずみ度は両者ともに 1500(μ) 程度であり、単配筋と複配筋による影響は認められない。

4. せん断終局耐力の評価

4. 1 最大耐力時のせん断補強筋の補強効果

図7に最大耐力を決定づけたせん断ひび割れを横切る補強筋の採用位置の一例、図8に実応力度比 (σ_{wm}/σ_{wy}) と補強筋の鉄筋係数 ($p_w \cdot \sigma_{wy}/\sqrt{\sigma_B}$) 関係を示す。ここに、実応力度 σ_{wm} は図7に示すように最大耐力を決定づけたせん断ひび割れを横切る各せん断補強筋の最大耐力時の応力度を相加平均したものであり、下式(3)により算出したものである。

$$\sigma_{wm} = \frac{\sum_{i=1}^n (E_s \cdot \epsilon_{wmi})}{n} \quad (3)$$

ただし、 $E_s \cdot \epsilon_{wmi} > \sigma_{wy}$ の場合は、 $E_s \cdot \epsilon_{wmi} = \sigma_{wy}$ とする。

ここに、 E_s : せん断補強筋のヤング係数 (表2参照)

ϵ_{wmi} : 最大耐力を決定づけたせん断ひび割れを横切る

各せん断補強筋の最大耐力時のひずみ度 (図7参照)

n : 最大耐力を決定づけたせん断ひび割れを横切る

せん断補強筋の本数 (図7参照)

(せん断補強筋比 p_w による影響)

(コンクリート圧縮強度 σ_B による影響)

(せん断補強筋の形状による影響)

(主筋の配筋による影響)

図6 最大耐力時の補強筋のひずみ度と補強筋の位置との関係

図7 せん断補強筋の採用位置の一例

図8 実応力度比と補強筋の鉄筋係数関係

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏点 (表2参照)

また、比較のため同図中に磯、松崎により提案された主筋が複配筋、補強筋が閉鎖型補強筋の梁のせん断実験により得られた実応力度比と補強筋の鉄筋係数との関係式⁶⁾を実線で示しておく。実応力度比の実験値は、鉄筋係数の増加とともに小さくなる傾向を示している。実線で示した主筋が複配筋、せん断補強筋が閉鎖型とした試験体から得られた関係式も同様な傾向を示している。しかし、主筋が単配筋、補強筋が非閉鎖型のせん断補強効果 (図8中のプロットした点) は、主筋が複配筋、補強筋が閉鎖型のせん断補強効果 (図8中の実線) に比べて小さい傾向を示している。これは、破壊性状でも説明したが、主筋が単配筋される場合の破壊の特徴として、梁の上・下面に主筋に沿

う割裂ひび割れが生じる。それにより補強筋端部の定着部も同時に損傷することとなり、そのためにせん断補強筋の補強効果が十分に発揮されないと考えられる。また、実験終了後の観察で補強筋端部のフックが曲げ戻されていることから、おおむねそのような要因によるものと推察される。

4. 2 せん断補強筋定着部(180° フック部分)の抵抗機構モデル

亀田、小倉⁷⁾は、せん断補強筋末端部を対象としたフックの定着性能試験から、135°フックおよび90°フックの定着部がすべり破壊する場合の定着強度推定式を提案している。その提案式は、フック定着筋の塑性曲げ戻し抵抗力、フック湾曲部の付着力、余長部の付着力を累加した式となっている。

塑性曲げ戻し抵抗力 σ_{H1} は式(4)により評価している。

$$\sigma_{H1} = (0.38 - 0.024R) \sigma_{wy} \quad (4)$$

ここに、 σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏点(N/mm²)

R：補強筋フックの折曲げ内法直径を補強筋径で除した値
フック湾曲部の付着力 σ_{H2} および余長部の付着力 σ_{H3} は、各部位の平均付着応力度をそれぞれ $\tau_{b1}=0.4F_c$ 、 $\tau_{b2}=0.35F_c$ と仮定して、当該部分の補強筋の表面積を乗じて、断面積で除して算出している。なお、上記で示した τ_{b1} 、 τ_{b2} は補強筋端部が135°フックとしたものに対して提案されたものであるが、180°フックにも適用できるものとする、 σ_{H2} は式(5)となる。

$$\begin{aligned} \sigma_{H2} &= 0.4F_c \{ (\pi(D+d_b)/2) \cdot \pi \cdot d_b / (\pi \cdot d_b^2/4) \\ &= 0.8F_c \cdot \pi(D+d_b) / d_b = 0.8F_c \cdot \pi(R+1) \end{aligned} \quad (5)$$

ここに、 F_c ：コンクリート圧縮強度(N/mm²)

D：補強筋フックの折曲げ内法直径(mm)

d_b ：補強筋径(mm)

その他の記号は、式(4)を参照。

また、 σ_{H3} は式(6)となる。

$$\sigma_{H3} = 0.35F_c \cdot l \cdot \pi \cdot d_b / (\pi \cdot d_b^2/4) = 1.4F_c \cdot l / d_b \quad (6)$$

ここに、 l ：補強筋フックの余長(mm)

その他の記号は、式(5)を参照。

以上、式(4)、式(5)、式(6)を累加すると、180°フックを想定した定着強度推定式(式(7))を得る。

$$\sigma_{Hb} = (0.38 - 0.024R) \sigma_{wy} + 0.8F_c \cdot \pi(R+1) + 1.4F_c \cdot l / d_b \quad (7)$$

記号の意味は、式(4)、式(5)、式(6)を参照。

図9に4.1節で算出した補強筋の実応力度(σ_{wm})と式(7)による定着強度(σ_{Hb})との比較を示す。なお、実験値は閉鎖型補強筋のNo.4試験体、付着破壊したNo.6試験体、アーチ機構の耐力を確認するNo.10試験体は除いている。実応力度は、式(7)による定着強度よりも小さな値となっており、部材においては、その定着能力を十分に発揮できていない。その要因として部材実験では、補強筋のフック定着部にせん断ひび割れや上面・下面に割裂ひび割れが生じるなど、定着部のコンクリートに損傷が生じる。そのため、十分な定着が確保できていない可能性がある。式(7)は、無損傷のコンクリートに埋め込まれ補強筋フック部

図9 補強筋の実応力度(σ_{wm})と式(7)による定着強度(σ_{Hb})との比較

を直接引き抜く試験方法により得られた結果から導出され式であり、部材における定着の状態とはやや異なることが懸念される。

本試験体の破壊性状と補強筋のひずみ度の性状から補強筋の定着部は最大耐力時において滑り出している状態であると判断し、亀田、小倉の提案を参考にして、図10に示す180°フック定着部の抵抗モデルを考える。図10(a)は、フック部の曲げ戻し抵抗力をモデル化したものである。フック起点のA点部分を固定端とし、フックと主筋の接点をB点とおく。主筋には、トラス機構の圧縮束応力により突き上げ力が生じる。そのため主筋を介してB点には、フックを持ち上げる方向に集中荷重 T_r が生じると仮定すると、A点には、その反力として張力 T_r とモーメント $M_r (=T_r \cdot (D+d_b)/2)$ が生じる。ここで、A点の鉄筋断面に生じる引張側縁応力度が降伏点 σ_{wy} に達した状態を終局状態と仮定すると、フック部の曲げ戻しによる抵抗力 T_r は式(8)となる。

$$T_r = \frac{\sigma_{wy} \cdot A_s \cdot \pi \cdot d_b^3}{\pi \cdot d_b^3 + 16A_s(D+d_b)} \quad (8)$$

ここに、 A_s ：せん断補強筋の断面積(mm²)

その他の記号は、式(4)、式(5)を参照。

図10(b)は、フック湾曲部分および余長部分の付着力による抵抗力をモデル化したものである。フック湾曲部分および余長部分に生じる平均付着応力度を τ_{bu} と仮定し、定着長さをフック湾曲部分と余長部分の和と考えると、付着力による抵抗力 T_b は式(9)となる。

$$T_b = \tau_{bu} \cdot \{ (\pi(D+d_b)/2 + l) \cdot \pi \cdot d_b \} \quad (9)$$

記号の意味は、式(5)、式(6)を参照。

ここで、せん断補強筋の定着部を180°フックにした場合の定着耐力 T_a は、式(8)、式(9)の累加と考えると式(10)となる。

$$T_a = T_r + T_b \quad (10)$$

よって、補強筋の定着強度推定式は、式(10)を補強筋の断面積 A_s で除して式(11)となる。

$$\sigma_{wa} = T_a / A_s \quad (11)$$

ここで、式(9)中の付着強度 τ_{bu} は、森田・藤井式⁹⁾を採用して検討を行う。ただし、補強筋の項は無視した式(12)により行い、式中の割裂線長さ比 b_i は図11に示すサイドスプリット型の破壊モードを仮定して算定する。

$$\tau_{bu} = (0.307b_i + 0.427) \sqrt{F_c} \quad (12)$$

単位：kgf/cm²

ここに、 F_c ：コンクリート圧縮強度(kgf/cm²)

b_i は、割裂線長さ比で次式による。 $b_i = b / (N \cdot d_b) - 1$

b ：部材の幅 N ：割裂部分の補強筋の本数

d_b ：補強筋径

図10 180°フック定着部の抵抗モデル

図11 付着割裂モードの仮定

図12に補強筋の実応力度 (σ_{wm}) と τ_{bu} に森田・藤井式を採用した場合の式(11)による補強筋の定着強度 (σ_{wa}) との比較を示す。なお、図9と同様に No.4, No.6, No.10 試験体のデータは除いている。実応力度は式(11)による定着強度に比べて、やや高く安全側の評価となっている。しかし、図9に比べて、実験値は比較値 (=実験値/計算値) 1.0 付近に近付いており、推定精度は式(7)に比較して良い。比較値は 1.03~1.44, 比較値の平均は 1.21 であった。

4. 3 主筋が単配筋された RC 薄肉断面梁部材のせん断終局強度

本項では、主筋が単配筋された RC 薄肉断面梁部材のせん断抵抗モデルを提案し、せん断終局強度式を提案する。前述より A 法式によるせん断終局強度との比較では、実験値は危険側に評価された。その理由として 2 点挙げられる。1 点目は、カバーコンクリートの損傷に比べてコアコンクリートの損傷がひどく、応力がコア部に集中していること。2 点目は、補強筋の定着部が損傷するために十分な補強効果を発揮できないことが考えられる。

以上の点を勘案して、A 法式を修正することを試みる。1 点目は、コア部に応力が集中することから、トラス機構の作用幅を全梁幅ではなく作用有効幅が存在することとする。つまり、作用有効幅内に応力を集中させるモデルとする。2 点目は、補強筋のせん断補強効果は、フック部の定着耐力により決定されるため、A 法式のトラス機構における σ_{wy} を、式(11)の σ_{wa} に変更する。以上をもとに修正した A 法式を式(13)に、そのせん断抵抗モデルを図 13 に示す。

$$MA V_u = b_e \cdot j_t \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wa} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (13)$$

ただし、 $p_{we} \cdot \sigma_{wa} > v \cdot \sigma_B / 2$ の時、 $p_{we} \cdot \sigma_{wa} = v \cdot \sigma_B / 2$ とする。

ここに、 b_e : トラス機構の作用有効幅 (=2×主筋の最外径)

j_t : 主筋中心間距離 (ここでは、最外縁主筋間距離を採用)

p_{we} : 有効横補強筋比 (= $a_w / (b_e \cdot s)$)

a_w : 横補強筋の断面積 s : 横補強筋の間隔

σ_{wa} : 補強筋の定着強度 (式(11))

ただし、 $\sigma_{wa} > \sigma_{wy}$ の場合は、 $\sigma_{wa} = \sigma_{wy}$ とする。

$$\tan \theta = \sqrt{[(L/D)^2 + 1]} - L/D$$

$$\beta = \{(1 + \cot^2 \phi) p_{we} \cdot \sigma_{wa}\} / (v \cdot \sigma_B)$$

$$v = 0.7 - \sigma_B / 200$$

$\cot \phi$ の値は下式による値のうち最小のものとする。

$$\cot \phi = \min (2.0, j_t / (D \cdot \tan \theta), \sqrt{v \cdot \sigma_B / (p_{we} \cdot \sigma_{wa}) - 1.0})$$

その他の記号は、文献 5) 参照

■適用範囲■

断面 : $b \times D = 150(\text{mm}) \times 400(\text{mm})$

せん断スパン比 : $a/D = 2.0$

せん断補強筋比 : $p_w = 0.24 \sim 0.84(\%)$

コンクリート強度 : $\sigma_B = 21.1 \sim 55.4(\text{N/mm}^2)$

図12 補強筋の実応力度 (σ_{wm}) と式(11)による定着強度 (σ_{wa}) との比較

図13 せん断抵抗モデル

図14 最大耐力実験値 (Q_{su}) と式(13)の提案式による計算値との比較

なお、本式中の主筋中心間距離 (j_t) は、最外縁の主筋間距離を採用している。トラス機構は、主筋の付着力、せん断補強筋の張力、コンクリートの圧縮束応力の釣り合いで構成される機構であることから、その 3 力が交わる位置は最外縁の主筋位置であることから、それを採用したものである。また、本モデルはトラス機構の作用有効幅を主筋の最外径の 2 倍 (B-B 区間) と仮定している。理由であるが、本モデルでは、トラス機構の圧縮束応力を主筋を突き上げる力としてとらえており、せん断補強筋はその突き上げ力を抑え込んでいる役割をしていると考えている。しかし、その考え方からすれば、圧縮束応力の作用幅は、主筋の最外径とするのが適切である。しかし、主筋に付着しているコンクリート部分 (ここでは、主筋の直径から 45 度方向に出したラインと主筋断面下端の平行ラインとが交わる範囲 (図13の b_e 部分)) も圧縮束応力を抑え込むことが可能な領域と考えたためである。また、有効幅を設けた理由は、トラス機構の作用有効幅を設定することによりトラス機構とアーチ機構によるコンクリート圧縮束応力が混在する領域となる。つまり、コアコンクリート部に応力が集中する現象をモデル化させたものである。ただし、両束応力の加算は、コンクリート有効圧縮強度 ($v \cdot \sigma_B$) 以下とする。

また、図13のトラス機構作用有効幅以外の部分 (A-B 区間) は、トラス機構による束応力は作用せず、アーチ機構による束応力のみが作用する領域となる。つまり、余力を残した状態で終局耐力になる領域を意味する。破壊性状においても、断面中心部分の B-B 区間に破壊が集中しており、A-B 区間に相当する部分のコンクリートは、ひび割れが若干入るものの、健全な部分が比較的多く存在する。以上のことから、本モデルはおおむね実現象に近い状態を再現しているものと考えられる。図14に最大耐力実験値 (Q_{su}) と式(13)の提案式による計算値との比較を、表5に計算結果一覧を示す。なお、計算にあたり閉鎖型補強筋の No.4 試験体は、 σ_{wa} に降伏点強度を代入して計算している。また、No.6 試験体の σ_{wa} の計算にあたり、式(8)の曲げ戻しによる抵抗力 T_r は、並列した 1 段筋の主筋 2 本から集中荷重を受けて曲げ戻されていると仮定して計算している。一方、式(9)の付着力による抵抗力 T_b は、主筋間の補強筋の直線部分 50mm も付着長さに加えて計算している。No.10 試験体はアーチ機構の耐力のみと考えて式(13)の第一項を無視して計算している。

同図より、付着破壊した No.6 試験体を除いた他の試験体はすべて安全側に評価できている。また、付着破壊した No.6 試験体、アーチ機構の耐力を調査する No.10 試験体を除いた比較値 (=実験値/計算値) は 1.00~1.36 の範囲にあり、比較値の平均値は 1.12 であること

から、おおむね良い精度で評価できている。No.10 試験体の安全率が 1.48 と高いが、これは最終破壊状況においてひび割れはほとんど入っていないことから、ひび割れによる圧縮強度低減係数 ν の値は、計算される値よりも高くなっているためと推察される。

次に、図 15 に最大耐力の実験値 (eQ_{su}) と有効せん断補強量 ($p_{we} \cdot \sigma_{wa}$) との関係を示す。比較のため同図中に式(13)による値を実線で、松崎・武藤らによる上面割裂による付着割裂強度提案式⁹⁾の値も同図中に示しておく。本提案式は、単配筋された RC 梁のせん断終局耐力実験値と有効せん断補強との関係をおおむね評価できている。ただし、No.5 試験体の実験値は、式(13)のせん断終局強度式と付着割裂強度式のラインよりも安全側の評価となっている。この要因の一つは、式(13)中の補強筋の定着強度 σ_{wa} の評価が、実験値に対して大きく安全側に評価されているためであり、今後、補強筋の定着強度の推定精度を高める必要があると考えられる。No.6 試験体の実験における破壊モードは二段筋の付着割裂破壊に対して、計算上ではせん断破壊の判定となり破壊モードが異なる。しかし、実験値はおおむね付着割裂破壊のラインに近接しており、おおむね実験値の傾向をとらえている。

5. まとめ

- 主筋を単配筋、せん断補強筋を非閉鎖型とした薄肉断面 RC 梁部材の破壊性状は、梁の上・下面に割裂ひび割れをとめないせん断破壊する脆性的な性状を示した。また、カバーコンクリートの損傷に比較してコアコンクリート部分に損傷が集中する傾向が認められた。
- 主筋を単配筋、せん断補強筋を非閉鎖型とした試験体のせん断終局耐力は、せん断補強筋比、コンクリート強度の上昇とともに高くなる傾向が認められた。また、そのせん断終局耐力は、主筋を複配筋とした試験体、せん断補強筋を閉鎖型とした試験体に比較して、やや低下する傾向を示した。
- 主筋を単配筋、せん断補強筋を非閉鎖型とした試験体は、補強筋端部の定着部の損傷により、十分な補強効果を発揮せずに破壊にいたる傾向が認められた。
- 180°フックで定着されたせん断補強筋の補強効果評価式を提案した。また、その効果を考慮に入れて主筋が単配筋された薄肉断面 RC 梁部材のせん断終局強度式を提案し、本提案式によりおおむね実験値を推定できることを示した。

謝辞

本試験体製作に当たっては、東京鉄鋼株式会社に鉄筋を提供頂きました。ここに記して深甚の謝意を表します。

参考文献

- 日本建築学会：壁式構造関係設計規準集・同解説（壁式鉄筋コンクリート造編），2003.9
- 米澤良弘，石橋一彦，橋爪頭一，園部泰寿：薄肉部材のせん断補強に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1789～1799，1983.9
- 古里健司，永坂具也：シングル配筋されたあばら筋を有する RC 梁，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.645～646，2000.9
- 金子順一，中野克彦，松崎育弘，太田勤，田嶋光春，園部泰寿：組立鉄筋ユニットを用いた RC 造基礎梁の構造性能に関する実験的研究（その 2．せん断実験），日本建築学会学術講演梗概集，C-2，pp.283～284，2001.9
- 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，1990.11

図 15 最大耐力実験値 (eQ_{su}) と有効せん断補強量 ($p_{we} \cdot \sigma_{wa}$) との関係

- 渡辺英義，松崎育弘，磯雅人：鉄筋コンクリート梁部材におけるせん断補強筋の補強効果に関する実験研究（その 1～2），日本建築学会学術講演梗概集，pp.275～278，1991.9
- 亀田登与三郎，小倉弘一郎：せん断補強筋末端部を対象とするフック定着性能，日本建築学会学術講演梗概集，C，pp.673～674，1994.9
- 藤井栄，森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究 ー第 1 報 付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果ー，日本建築学会論文報告集，第 319 号，pp.47～55，1982.9
- 武藤剛，松崎育弘，杉山智昭，金木美奈子：主筋がシングルに配筋された RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28-2，pp.271～275，2006.7

（2008年5月27日原稿受理，2008年9月5日採用決定）