

論文 RC 梁部材の構造性能にコンクリート強度およびせん断補強筋量が及ぼす影響に関する実験的研究

吉澤 梓^{*1}・藤田 貴弘^{*1}・中野 克彦^{*2}・松崎 育弘^{*3}

要旨：近年の RC 建造物の高層化に伴う高強度材料の開発により、建物の耐力・変形性能が確保出来るようになってきた。一方で、設計においては終局強度評価式が使用されており、コンクリート強度とせん断補強筋強度のバランスを考慮せずに設計がなされる可能性がある。本研究では、コンクリート強度・せん断補強筋比等を変動させた試験体を用いて部材実験を行った結果、超高強度コンクリートを使用した場合や中子筋を配してせん断補強筋量を確保する場合に、従来の耐力評価および靱性能評価方法だけでは問題がある可能性があることを指摘した。また短期許容せん断力時の残留ひび割れ幅が制限値以内に収まることを確認した。
キーワード：高強度材料、中子筋、耐力、靱性能、せん断余裕度、短期許容せん断力、ひび割れ幅

1. はじめに

近年の高層 RC 建造物の増加に伴い、設計において高強度材料を用いることにより耐力・変形性能の確保がなされている。現在、設計には終局強度評価式¹⁾が使用されており、高強度コンクリートや高強度鉄筋などの高強

表-1 材料試験結果一覧

使用箇所	試験体	呼び名	鋼種	ヤング係数 Es[N/mm ²]	降伏点 σ _y [N/mm ²]	引張強さ σ _u [N/mm ²]	伸び [%]
主筋	No.1-1~6	D16	MK785	2.07 × 10 ⁵	858	1053	11.5
	No.2-1~14		SD390	1.86 × 10 ⁵	421	581	19.7
補強筋	No.1-1~6 No.2-1~14	D10	MK785	2.01 × 10 ⁵	828	1068	9.4

表-2 試験体および実験結果一覧

No.	破壊形式	コンクリート		主筋		せん断補強筋		計算値				最大耐力		限界変形	破壊 ^{*9} モード
		F _c (σ _B) [N/mm ²]	σ _y [N/mm ²]	配筋	σ _y [N/mm ²]	配筋	p _w [%]	cQ _{mu} ^{*4} [kN]	cQ _{su1} ^{*5} [kN]	cQ _{su2} ^{*6} [kN]	cQ _{bu} ^{*7} [kN]	Q _{max} [kN]	δ _{max} [mm]	δ _u ^{*8} [mm]	
1-1	せん断 先行型	24(24) ^{*1}	785 (858) ^{*1}	8-D16	785 (828) ^{*1}	2-D10@150	0.45	507	278	159	226	242	26.5	-	B
1-2						2-D10@90	0.75		315	222	251	273	31.4	-	B
1-3		42(41) ^{*1}				2-D10@150	0.45		379	217	296	315	22.6	-	B
1-4						2-D10@90	0.75		472	322	345	410	34.2	-	S
1-5		60(59) ^{*1}				2-D10@150	0.45		399	232	360	319	20.3	-	B
1-6						2-D10@90	0.75		524	335	407	412	26.3	-	S
2-1	曲げ 先行型	24(26) ^{*1}	390 (421) ^{*1}	8-D16	785 (828) ^{*1}	2-D10@150	0.45	249	297	170	235	224	24.2	44.4	B
2-2						2-D10@90	0.75		354	254	268	248	21.8	52.8	FB
2-3		60(64) ^{*1}				2-D10@60	1.12		375	263	316	249	27.3	62.8	FS
2-4						2-D10@150	0.45		393	228	357	267	24.0	59.7	FS
2-5		2-D10 ^{*2} @150				0.45	394		230	369	269	26.9	43.9	FS	
2-6						2-D10@90	0.75		517	329	410	271	28.4	60.2	FS
2-7		42(40) ^{*1}				2-D10@75	0.90		548	380	446	271	28.9	64.1	FS
2-8						4-D10 ^{*3} @150	0.90		543	378	500	269	28.2	57.7	FS
2-9		2-D10@60				1.12	575		418	481	276	27.6	72.2 ↑	F	
2-10		2-D10@150				0.45	374		214	289	255	28.0	54.8	FS	
2-11		2-D10@90				0.75	450		314	326	269	27.5	72.3 ↑	F	
2-12		2-D10@75				0.90	475		346	350	266	28.8	72.2 ↑	F	
2-13		4-D10*3@150				0.90	475		346	409	262	28.1	60.8	FS	
2-14		2-D10@60				1.12	490		346	385	267	27.8	72.1 ↑	F	

*1 ()内は材料試験結果による *2 せん断補強筋を135° フックとした *3 中子筋を配筋した *4 曲げ終局強度時のせん断力(RC標準略算式³⁾による) *5 せん断強度(終局強度型指針式¹⁾による) *6 せん断強度(σ_y=785級指針式⁴⁾による) *7 附着割裂強度時のせん断力(σ_y=785級指針式⁴⁾による) *8 耐力が最大の80%まで低下したときの変形 *9 B: 附着割裂破壊,S: せん断破壊,FB: 曲げ降伏後附着割裂破壊,FS: 曲げ降伏後せん断破壊,F: 曲げ降伏破壊

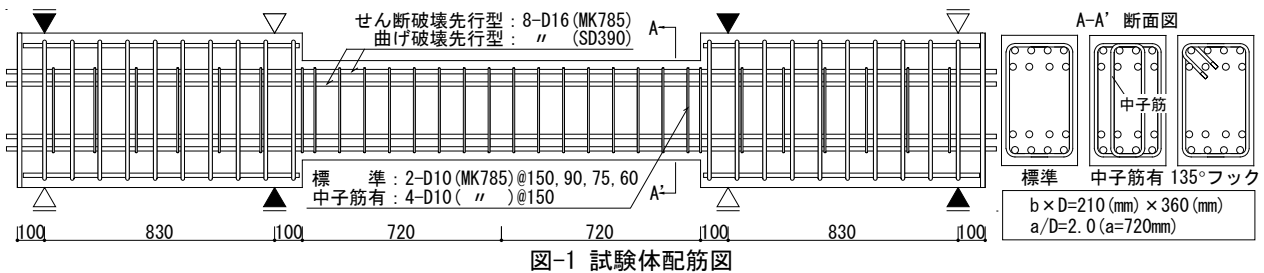
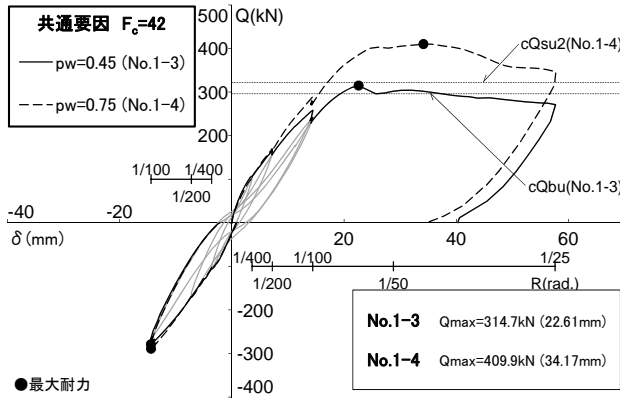
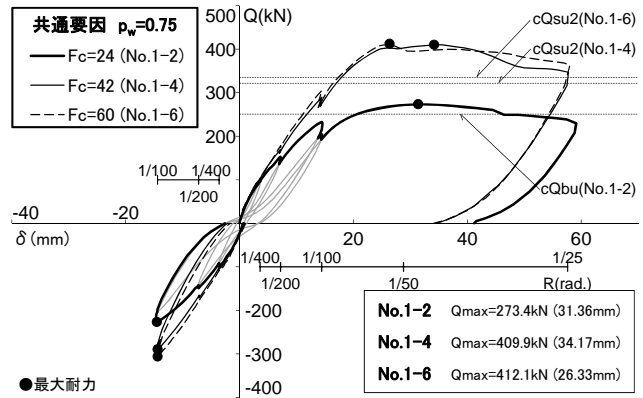


図-1 試験体配筋図

*1 新潟工科大学 大学院工学研究科 (学生会員)
 *2 千葉工業大学 工学部建築都市環境学科 教授・工博博士 (正会員)
 *3 東京理科大学 名誉教授・工学博士 (正会員)

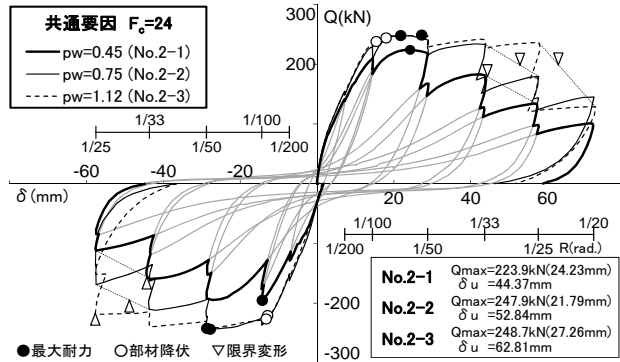


[a] せん断補強筋比別比較 ($F_c=42$)

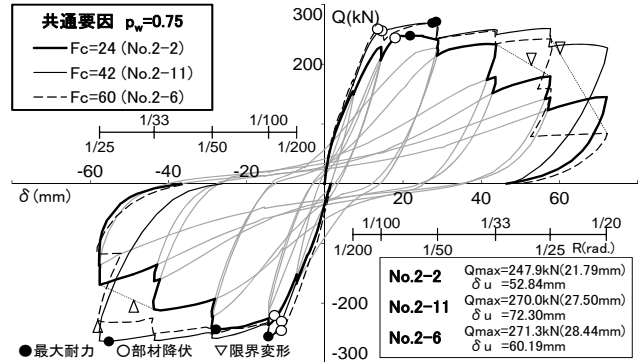


[b] コンクリート強度別比較 ($p_w=0.75$)

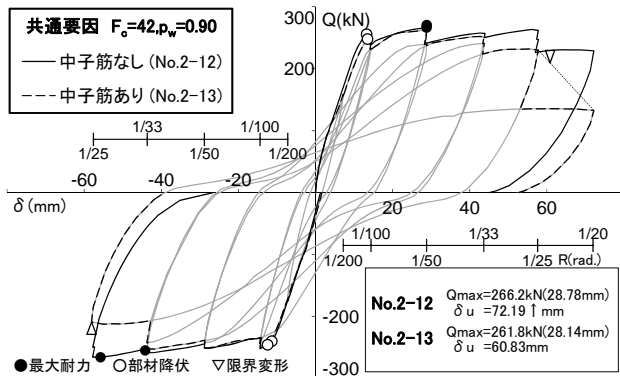
図-2 Q-δ関係(せん断破壊先行型)



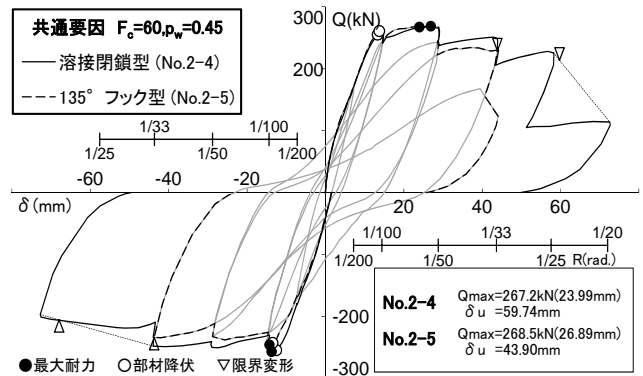
[a] せん断補強筋比別比較 ($F_c=24$)



[b] コンクリート強度別比較 ($p_w=0.75$)



[c] 中子筋有無別比較 ($F_c=42, p_w=0.90$)



[d] せん断補強筋形状別比較 ($F_c=60, p_w=0.45$)

図-3 Q-δ関係(曲げ破壊先行型)

度材料の使用により、いずれか一方を高強度にするなどバランスを考慮せずに設計がなされる可能性がある。

また既往の研究²⁾では、超高強度コンクリートを用いた試験体において、中子筋を配したものは、せん断補強筋量を同程度とした外周筋のものに比べ、主筋が座屈しやすく早期に耐力低下することを報告している。

本研究では、コンクリート強度・せん断補強筋比・せん断補強筋の配筋形式を変動させた RC 梁部材を用いてせん断実験および曲げ実験を行い、各要因の違いがせん断耐力、付着耐力および靱性能に及ぼす影響を明らかにすることを目的とした。さらに RC 規準³⁾による損傷制御および安全性確保のための短期許容せん断力、 $\sigma_s=785\text{N/mm}^2$ 級指針式⁴⁾ (以下、785 指針式) による短期許容せん

断力および短期・長期許容せん断力時のひび割れ性状について検討を行う。

2. 実験概要

表-1 に材料試験結果一覧、表-2 に試験体および実験結果一覧、図-1 に試験体配筋図を示す。試験体は実大の 1/3 スケールで、断面 $b \times D=210\text{mm} \times 360\text{mm}$ 、せん断スパン比 $a/D=2.0$ とする。主筋に D16、せん断補強筋に D10 の $\sigma_s=785\text{N/mm}^2$ 級を使用し、変動要因はせん断補強筋比 p_w を 0.45, 0.75%, コンクリート設計基準強度 F_c を 24, 42, 60 N/mm^2 ($\sigma_B=26, 41, 59\text{N/mm}^2$) としたせん断破壊先行型を 6 体、主筋に D16 の $\sigma_s=390\text{N/mm}^2$ 級、せん断補強筋に D10 の $\sigma_s=785\text{N/mm}^2$ 級を使用し、変動要因は p_w を 0.45, 0.75, 0.90,

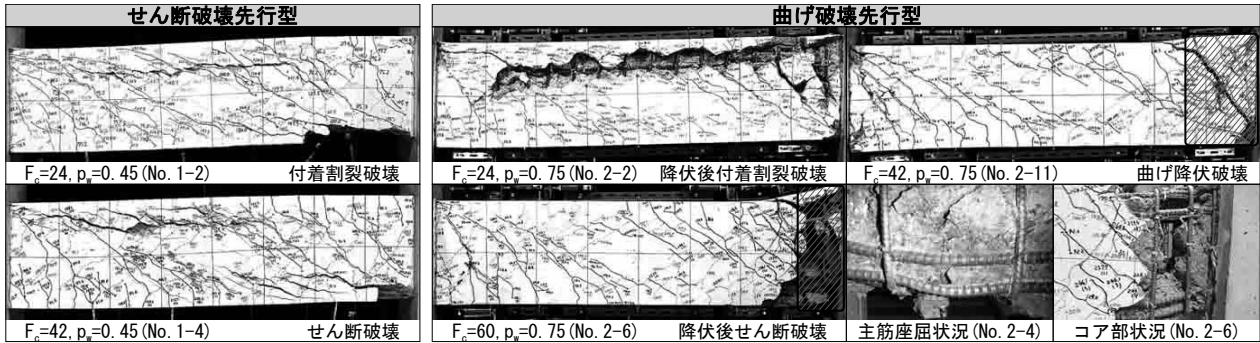


写真-1 最終破壊状況

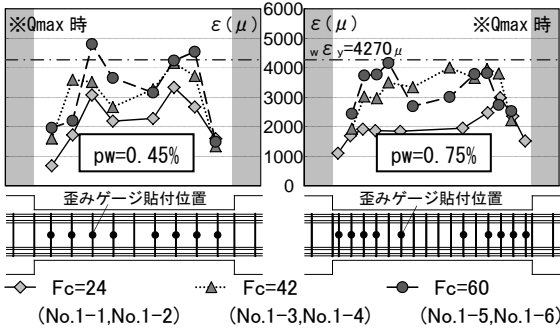


図-4 せん断補筋筋歪み分布 (せん断破壊先行型)

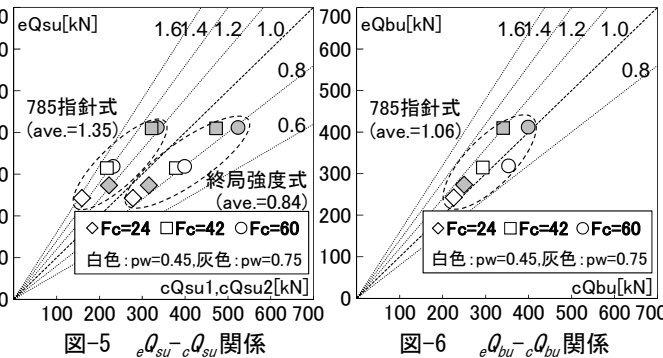


図-5 $eQ_{su}-cQ_{su}$ 関係

図-6 $eQ_{bu}-cQ_{bu}$ 関係

1.12%, F_c を 24,42,60 N/mm² ($\sigma_B=26,40,64$ N/mm²), せん断補筋筋形状を溶接閉鎖型と135°フック型, 中子筋の有無とした曲げ破壊先行型を14体の総計20体を計画した。なお曲げ破壊先行型の $F_c=60$ N/mm² の6体は既往の文献²⁾のデータを用いた。荷重方法は大野式逆対称モーメント形式正負交番繰返し荷重とした。また表-2中に示す計算値は, cQ_{mu} は RC 規準略算式³⁾による曲げ終局強度時のせん断力計算値, cQ_{su1} は終局強度型指針¹⁾の非靱性式(以下, 終局強度式)より求めたせん断強度計算値, cQ_{su2} は785指針式⁴⁾(終局強度型指針における $R_p=1/50$ rad.の靱性式)より求めたせん断強度計算値, cQ_{bu} は785指針式⁴⁾(終局強度型指針の付着強度 τ_{bu} を用いて連続繊維補強コンクリート系構造設計指針案⁵⁾により求めたせん断力)より求めた付着割裂強度時のせん断力を表す。

3. 実験結果

3.1 変形性状

図-2にせん断破壊先行型の, 図-3に曲げ破壊先行型のせん断力と変形の関係を示す。図-2中には計算値 cQ_{su2} , cQ_{bu} をあわせて示した。なお図-3中に示す限界変形 δ_u は, せん断耐力が最大耐力の8割まで低下したときの包絡線上の変形とした。

(1) せん断破壊先行型 (No. 1-1~1-6)

【せん断補筋比 p_w 別比較】図-2【a】から, $p_w=0.45\%$ の No.1-3 は $p_w=0.75\%$ とした No.1-4 よりも早期に剛性が低下している。No.1-4 は変形角が $R=1/50$ rad. を過ぎた後に最大耐力を迎えた。通則の通り, せん断補筋量を増加させると耐力が向上するという結果を得た。

【コンクリート設計基準強度 F_c 別比較】図-2【b】より, $F_c=24$ N/mm² の No.1-2 は $F_c=42,60$ N/mm² の2体を大きく下回った。 $F_c=42$ N/mm² の No.1-4 と $F_c=60$ N/mm² の No.1-6 は, コンクリート強度に差があるにもかかわらず, 耐力にはほとんど差異は見られなかった。

(2) 曲げ破壊先行型 (No. 2-1~2-14)

【せん断補筋比 p_w 別比較】図-3【a】から, $p_w=0.45\%$ とした No.2-1 は $R=1/50$ rad.繰返して耐力低下に至った。他の2体は, 部材降伏に至るまではほぼ同様の履歴を示したが, $p_w=0.75\%$ とした No.2-2 が $p_w=1.12\%$ とした No.2-3 よりも先に耐力低下を示した。限界変形はせん断補筋量の大きさに比例する結果となった。

【コンクリート設計基準強度 F_c 別比較】図-3【b】より, $F_c=24$ N/mm² とした No.2-2 が早期に耐力低下したが, $F_c=42$ N/mm² の No.2-11 は最終サイクルまで安定した履歴を示している。No.2-11 と, $F_c=60$ N/mm² とした No.2-6 とを比較すると, No.2-6 よりもコンクリート強度が低い $F_c=42$ N/mm² の No.2-11 の方が, 限界変形の値が大きく変形性能が高いことがわかる。コンクリート強度を高強度にする程, 変形性能が優れるというのが一般的であるが, 今回の実験では逆の現象が見られた。

【中子筋の有無での比較】せん断補筋量は同等である No.2-12 と No.2-13 を比較すると, 図-3【c】より, 中子筋を有する No.2-13 は, 外周筋のみの No.2-12 よりも早期に耐力低下を示し, No.2-12 は最終サイクルまで耐力低下に至っていないことがわかる。

3.2 破壊性状

写真-1に最終破壊状況, 図-4にせん断破壊先行型の最

大耐力時におけるコンクリート強度別のせん断補強筋歪み分布を示す。なお写真-1には、曲げ破壊先行型の $F_c=60\text{N/mm}^2$ および中子筋を配した試験体のほとんどに見られた、圧縮側主筋の座屈およびコアコンクリートの剥落状況をあわせて示す。

(1) せん断破壊先行型 (No. 1-1~1-6)

$p_w=0.45\%$ の3体および $p_w=0.75\%$ で $F_c=24\text{N/mm}^2$ の試験体は、中央部の主筋に沿った付着割裂ひび割れが進展して付着割裂破壊に至り、 $p_w=0.75\%$ で $F_c=42,60\text{N/mm}^2$ の2体は、加力点圧縮部より試験体中央に向かってせん断ひび割れが進展しせん断破壊に至った。また図-4から、 $F_c=24\text{N/mm}^2$ の試験体は $p_w=0.45, 0.75\%$ のいずれも歪みが増加することなく破壊に至っている。これは、せん断補強筋強度に対してコンクリート強度が低く、補強筋が有効に作用する前にコンクリートが破壊したためであると思われる。

(2) 曲げ破壊先行型 (No. 2-1~2-14)

$F_c=24\text{N/mm}^2$ の試験体は付着割裂破壊に、 $F_c=42\text{N/mm}^2$ の試験体では顕著な破壊が見られない曲げ降伏破壊に、 $F_c=60\text{N/mm}^2$ の試験体では部材降伏後にせん断ひび割れが口開きせん断破壊に至る傾向にあった。 $F_c=60\text{N/mm}^2$ の試験体は、他に比べせん断補強筋の負担する割合が端部に偏り、ヒンジ領域は写真-1の斜線部のようにより端部に集中していた。さらに、 $F_c=60\text{N/mm}^2$ の試験体のほとんどで写真-1右下のような圧縮側主筋の座屈やコアコンクリートの剥落を確認したが、これによりコンクリートの圧縮束が消失しトラス機構が成り立たなくなったと考えられる。中子筋を有する試験体においても同様の現象が見られたが、せん断補強筋量が同程度の外周筋のみの場合と補強筋の間隔が異なり、コアコンクリートの拘束効果に差が生じたことが影響したと思われる。

4. 耐力評価

4.1 計算値との比較

せん断破壊先行型のせん断耐力および付着耐力の計算値と実験値との比較を図-5、図-6にそれぞれ示す。なお図中の横軸の計算値には、図-5では cQ_{su1} および cQ_{su2} 、図-6では cQ_{bu} をとっている。

【せん断耐力評価】終局強度式計算値に対して、実験値は平均で0.84倍となり、コンクリート強度が高いほど低い傾向にあった。785指針式は、実験値に対する余裕を確保する設計式であり、計算値に対する実験値の割合は平均で1.35倍と安全側の結果となったが、付着割裂破壊に至った試験体に対する評価では、図-5においては過大評価となっている。

【付着耐力評価】785指針式による付着強度を用いた計算値に対する実験値の割合は平均で1.06倍となった。 $F_c=$

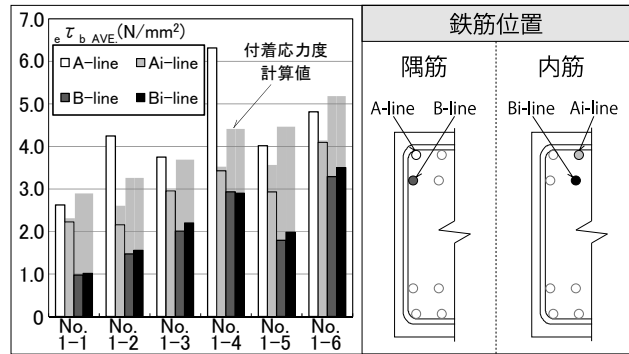


図-7 最大平均付着応力度一覧(せん断破壊先行型)

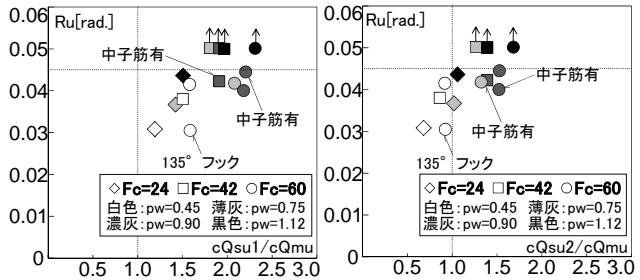


図-8 $R_u - cQ_{su1}/cQ_{mu}$ 関係(左:終局強度式, 右:785指針式)

60N/mm^2 の試験体の中には1.0倍を下回っているものもあり、検討の必要があると思われる。

4.2 平均付着応力度からの検討

図-7にせん断破壊先行型の最大平均付着応力度 $e\tau_{bave}$ 一覧を示す。なお図中には、RC規準式³⁾より求めた付着応力度計算値をあわせて示し、実験値である $e\tau_{bave}$ は試験体両端の $1.0D(D:梁せい)$ 区間を除いた中央部 $2.0D$ 区間の付着応力度最大値の平均とした。全試験体においてB-lineおよびBi-lineの付着応力度が低く、計算値に対して0.5倍程度となっていることが確認できる。その影響により、ほとんどの試験体において二段筋主筋位置での付着割裂ひび割れが顕著になり付着割裂破壊に至った。それに対し、付着割裂破壊を示さなかったNo.1-4, 1-6では、付着応力度が低下している区間もあったが、ほとんどの区間において鉄筋とコンクリートとの付着が保たれ、顕著な付着割裂ひび割れが生じなかった。

5. 靱性能評価

図-8に限界変形角とせん断余裕度の関係を示す。せん断余裕度の算出には cQ_{su1} (図-8左)および cQ_{su2} (図-8右)を用いた。多少の差はあるものの、どちらの式においてもせん断余裕度と靱性能が相関関係にあった試験体がほとんどであったが、 $F_c=60\text{N/mm}^2$ の試験体および中子筋を配した試験体は靱性能が低くなる傾向にあった。

6. 短期許容せん断力

6.1 算定式

損傷制御のための短期許容せん断力 Q_{AS} および安全性

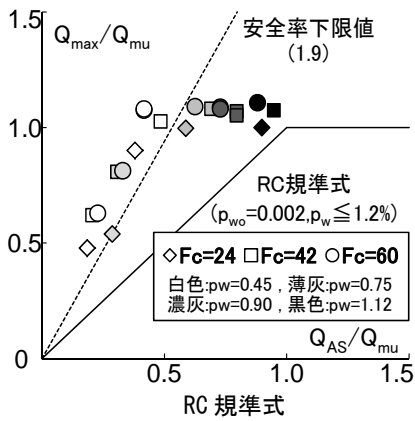
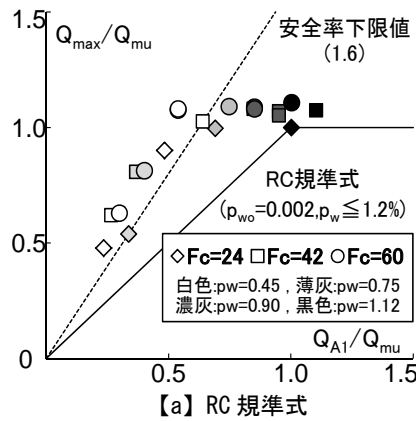
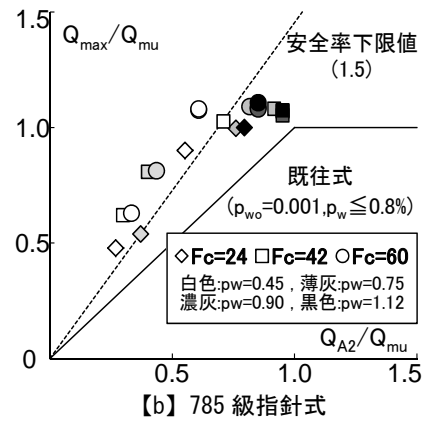


図-9 $Q_{max}/Q_{\mu}-Q_{AS}/Q_{\mu}$ 関係(損傷制御)



【a】RC標準式



【b】785級指針式

図-10 $Q_{max}/Q_{\mu}-Q_A/Q_{\mu}$ 関係(安全性確保)

確保のための短期許容せん断力 Q_A は、以下に示す式により算定される。

$$Q_{AS}=b \cdot j \{ (2/3)\alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot \sigma_{fi} \cdot (p_w - p_{wo}) \} \quad (1)$$

$$Q_A = b \cdot j \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot \sigma_{fi} \cdot (p_w - p_{wo}) \} \quad (2)$$

ただし、 $\alpha=4/(M/Qd+1)$ かつ $1 \leq \alpha \leq 2$

- ・RC標準式 : $p_w \leq 1.2\%$, $p_{wo}=0.002$
- ・785指針式 : $p_w \leq 0.8\%$, $p_{wo}=0.001$

ここで、 b : 梁の幅、 j : 梁の応力中心距離 ($=7/8d$, d : 梁の有効せい)、 f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 ($=1.5/30F_c$, $0.49+1.5/100F_c$ のうち最小値)、 σ_{fi} : せん断補強筋の短期許容引張応力度 ($=590\text{N/mm}^2$)、 α : せん断スパン比 M/Qd による割増係数とする。なお F_c は材料試験結果より得られた実圧縮強度 σ_B と読み替える。

6.2 最大耐力実験値との比較

せん断耐力実験値と上記で求めた損傷制御のための短期許容せん断力との関係を図-9に、せん断耐力実験値と安全性確保のための短期許容せん断力との関係を図-10に示す。 Q_{AS} はRC標準式³⁾より求めた損傷制御のための短期許容せん断力、 Q_{A1} はRC標準式³⁾、 Q_{A2} は785指針式⁴⁾を用いて求めた安全性確保のための短期許容せん断力である。また図中にはせん断破壊先行型の試験体の安全率の下限値をあわせて示し、安全率の平均値および変動係数を表-3に示す。いずれの式においても、短期許容せん断力は実験値に対して安全側に評価されていることがわかる。またRC標準式では、損傷制御のための短期許容せん断力は最大耐力に対して安全率1.9程度であり、安全性確保のための値では、RC標準式による値は1.6程度、785指針式による値 Q_{A2} は1.5程度となった。

7. 短期許容せん断力時の検討

7.1 最大・除荷時のひび割れ幅・補強筋歪み

せん断破壊先行型の $F_c=42\text{N/mm}^2$ の試験体の $R=1/200$, $1/100\text{rad}$. 時におけるせん断応力度 τ を縦軸にとり、横軸には、図-11【a】は各変形角時の折り返し時(図中の破線内)のせん断ひび割れ幅 W_s および除荷時の残留ひび割れ

表-3 許容せん断力安全率の比較

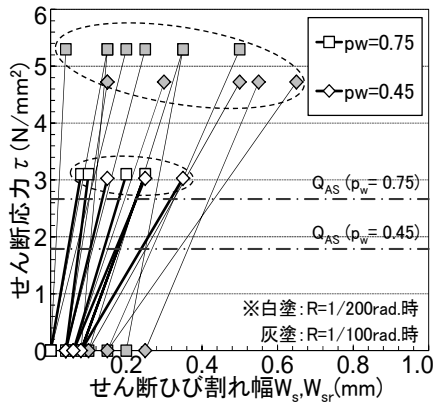
安全率	損傷制御	安全性確保	
	標準式 Q_{AS} $p_{wo}=0.002, p_w \leq 1.2\%$	標準式 Q_{A1} $p_{wo}=0.002, p_w \leq 1.2\%$	既往式 Q_{A2} $p_{wo}=0.001, p_w \leq 0.8\%$
平均	2.56	2.05	1.85
変動係数	0.14	0.11	0.11

幅 W_{sr} 、図-11【b】はせん断補強筋の折り返し時歪み ϵ_s および残留歪み ϵ_{sr} をとったグラフをそれぞれ示す。図中には、式(1)より算定したRC標準式による損傷制御のための短期許容せん断力 Q_{AS} をせん断補強筋比毎にあわせて示した。 $R=1/200\text{rad}$. 折り返し時のひび割れ幅は0.35mm、歪みは1700 μ に収まり、残留時のひび割れ幅は0.10mm、歪みは400 μ に収まっている。更に変形角が $R=1/100\text{rad}$. となった際、折り返し時に3000 μ 近くまで歪みが増加した後においても、除荷時には600 μ 以下となり、また残留せん断ひび割れ幅は0.25mmと、RC標準によるひび割れ幅制限値0.30mm以内に収まった。なお、せん断破壊先行型の6体においては、 $R=1/200\text{rad}$. 折り返し時せん断力は、最小でも Q_{AS} の1.0倍以上の値をとっていた。

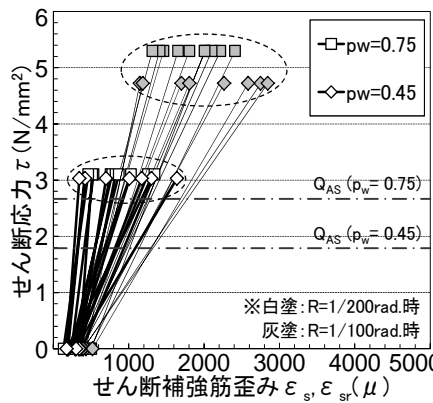
図-12【a】に、全試験体の変形角 $R=1/200\text{rad}$., $1/100\text{rad}$. 時の折り返し時のせん断ひび割れ幅 ρW_{cr} と除荷時の残留せん断ひび割れ幅 $\rho_0 W_{cr}$ の関係を、図-12【b】に同変形角時の折り返し時せん断補強筋歪み $\rho \epsilon_{cr}$ と除荷時の残留せん断補強筋歪み $\rho_0 \epsilon_{cr}$ の関係を示す。全試験体において、 $R=1/200\text{rad}$. 折り返し時におけるせん断ひび割れ幅は0.35mm、歪みは2200 μ に留まり、除荷時におけるせん断ひび割れ幅は0.1mm、歪みは600 μ に収まっている。

7.2 最大・長期荷重時のひび割れ幅・補強筋歪み

図-13に折り返し時のせん断ひび割れ幅と長期荷重時のせん断ひび割れ幅の関係を示す。なお参考文献⁹⁾の靱性保証型指針の設計例より、梁の長期荷重時せん断力は短期許容せん断力の0.3倍以下となることが確認されたため、長期荷重時のせん断力をRC標準による長期許容せん断力 Q_{AL} としたとき(図-13【a】)の他に、長期荷重をRC標準による損傷制御のための短期許容せん断力の1/3の値 $1/3Q_{AS}$ としたとき(図-13【b】)での検討も行う。

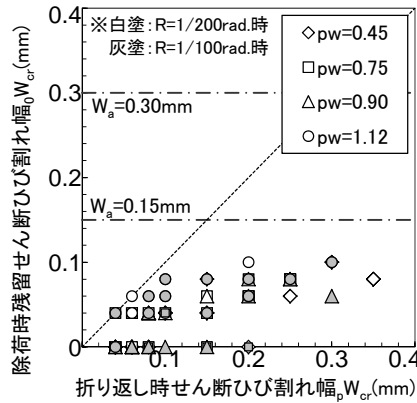


【a】せん断ひび割れ幅(横軸)

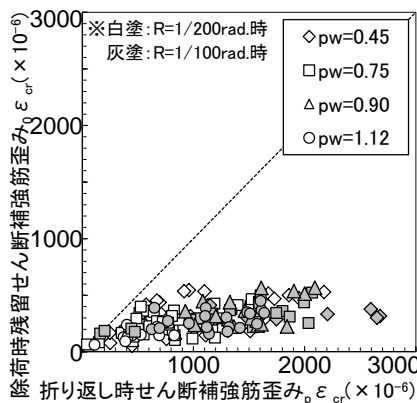


【b】せん断補強筋歪み(横軸)

図-11 τ - W_{sr} , W_{sr} ・ τ - ε_{sr} , ε_{sr} 関係

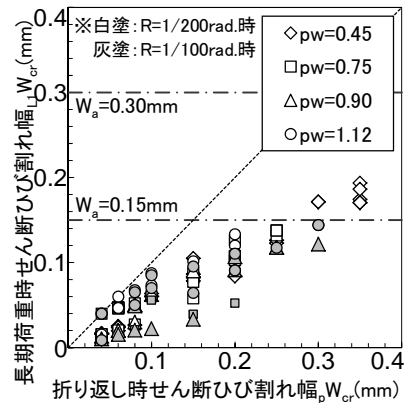


【a】せん断ひび割れ幅(縦・横軸)

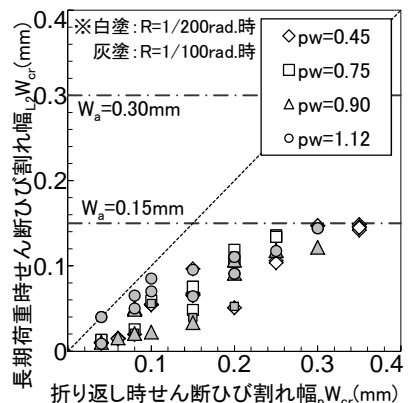


【b】せん断補強筋歪み(縦・横軸)

図-12 W_{cr-p} - W_{cr} ・ ε_{cr-p} - ε_{cr} 関係



【a】長期荷重: Q_{AL}



【b】長期荷重: $1/3Q_{AS}$

図-13 $L_{W_{cr-p}}W_{cr}$ 関係

長期荷重時のひび割れ幅は、図-13【a】では $p_w=0.45\%$ のいくつかの試験体において 0.15mm を超えるものがあるが、図-13【b】ではすべて 0.15mm 以内に収まっている。全体として、RC 規準におけるひび割れ制限値 0.3mm の 50% 程度の値である 0.15mm 以下となることを確認した。

8. 結論

本実験結果の範囲内において、以下の知見が得られた。

- [1] コンクリートを高強度化すると、せん断補強筋の効力が十分に発揮されせん断耐力の上昇が期待できるが、ヒンジ部の破壊領域が狭まり応力が集中するため、変形性能に悪影響を及ぼす可能性がある。
- [2] 中子筋を配筋した部材では、補強筋量が同じ外周筋のみの部材に比べ、部材端部の補強筋間隔が広くなりコンクリートの拘束効果が劣る場合がある。
- [3] せん断耐力は、既往の評価式で評価可能である。
- [4] 靱性能は、超高強度コンクリートを使用、または中子筋を配筋した試験体等で、梁端部主筋の座屈およびコアコンクリートの剥落により終局変形限界が決定する場合には、既往の評価方法であるせん断余裕度では評価できない場合がある。
- [5] RC 規準による、損傷制御のための短期許容せん断力経験後の、長期荷重時の残留ひび割れ幅は、ひび割れ

幅制限値以内に収まると考えられる。

【謝 辞】

本研究は高強度鉄筋 MK785 の研究開発に関する委員会(委員長 松崎育弘)の活動として行われたものである。

【参考文献】

- 1) 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
- 2) 藤田，中野，松崎，小杉，松谷：RC 梁部材の構造的なせん断補強筋の配筋が及ぼす影響に関する実験的研究—高強度せん断補強筋(MK785)の開発—，日本建築学会，学術講演梗概集，pp.189-190，2010.9
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 4) 株式会社向山工場：鉄筋コンクリート造梁・柱に用いる高強度せん断補強筋 MK785 設計施工指針・同解説，2012
- 5) 日本建築学会：連続繊維補強コンクリート系構造設計施工指針案，2001
- 6) 市岡，田川，足立，益尾：SD295~785N/mm² 級横補強筋を用いた RC 梁の残留せん断ひび割れ幅制限値に基づく短期許容せん断力，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻，第 662 号，pp.821-828，2011.4