
高強度せん断補強筋の開発

Development of Super-High-Strength Shear Reinforcement for Structural Reinforced Concrete Members

柴田 正隆(Masataka Shibata) 中澤 淳(Atsushi Nakazawa) 白石 環(Tamaki Shiraishi) 山本 昇(Noboru Yamamoto) 小阪 清(Kiyoshi Kosaka) 志賀 勝利(Katsutoshi Shiga)

要旨：

鉄筋コンクリート建築物における部材のせん断補強用鉄筋に、高強度P C鋼棒リバーボンを採用することで高強度せん断補強筋の開発を進めてきた。実験は、建研式載荷装置を用いて、柱、梁に関する部材実験を行い、破壊にいたる力学的性状を調査した。その結果、実験耐力は、既往のR C規準に示される許容せん断力式および終局耐力設計での修正荒川min式に比較して、すべて安全側を示した。さらに、最大耐力時以降に補強筋に生じる応力が、軸力が高い場合には 100 kgf/mm^2 以上に達することを明らかにし、降伏応力度 130 kgf/mm^2 クラスのせん断補強筋が鉄筋コンクリート部材のせん断耐力向上および靱性の確保に効果的であることを立証した。

Synopsis：

Super-high-strength shear reinforcement having 130 kgf/mm^2 yield stress has been developed for reinforced concrete members in buildings. Experimental investigation has been carried out on reinforced columns and beams to examine their strength and ductility against shear force in the seismic design. The result shows that experimental strengths are well above design loads which are estimated by shear strength formulae. It is also shown that the strength of the material is fully exerted over 100 kgf/mm^2 in interior reinforcing hoops, when the columns are loaded with higher axial thrust in addition to horizontal storey shear. Therefore, it is suggested that application of the super-high-strength lateral reinforcements in members of high-rise buildings exerts high efficiency in both the structural design and construction works at site.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

Development of Super-High-Strength Shear Reinforcement for Structural Reinforced Concrete Members



柴田 正隆
Masataka Shibata
川鉄テクノワイヤ(株)
管理部 主査(課長)



中澤 淳
Atsushi Nakazawa
川鉄テクノワイヤ(株)
管理部



白石 環
Tamaki Shiraishi
川鉄テクノワイヤ(株)
営業部 課長



山本 昇
Noboru Yamamoto
エンジニアリング事業
部 鋼構造研究所 主任
研究員(課長)



小阪 清
Kiyoshi Kosaka
川鉄金属工業(株) 常
務取締役



志賀 勝利
Katsutoshi Shiga
鉄鋼技術本部 鋼材技
術部長

1 結 言

近年、建築物の技術革新には目ざましいものがあり、中でも高層建築の建築棟数の伸びは著しく、その中において鉄筋コンクリート(RC)構造の超高層集合住宅が昨今の都市をとりまく住環境の変化により数多く建てられるようになった。このような背景のもとでは、従来の降伏応力度が3000 kgf/cm²クラスの普通鉄筋では、高せん断力と高圧縮力を受けるRC部材の耐力および靱性を確保するための必要せん断補強筋量を満たすことが困難な場合が多い。このような場合、降伏応力度が13000 kgf/cm²のPC鋼棒をせん断補強筋として用いることにより、その高い材料強度を有効に活用することができる。

ここでは、川鉄テクノワイヤー(株)で製造しているJIS G 3109に規定されるSBPD 130/145に準ずるPC鋼棒リバーボンをを用いたRC梁、柱の部材が、普通鉄筋を使用した場合と同等以上のせん断補強効果を与えることを立証するために行った実験結果と、その結果に基づいた実使用のための部材設計法について述べる。

* 平成3年2月25日原稿受付

要旨

鉄筋コンクリート建築物における部材のせん断補強用鉄筋に、高強度PC鋼棒リバーボンを採用することで高強度せん断補強筋の開発を進めてきた。実験は、建研式載荷装置を用いて、柱、梁に関する部材実験を行い、破壊にいたる力学的性状を調査した。その結果、実験耐力は、既往のRC規準に示される許容せん断力式および終局耐力設計での修正荒川min式に比較して、すべて安全側を示した。さらに、最大耐力時以降に補強筋に生じる応力が、軸力が高い場合には100 kgf/mm²以上に達することを明らかにし、降伏応力度130 kgf/mm²クラスのせん断補強筋が鉄筋コンクリート部材のせん断耐力向上および靱性の確保に効果的であることを立証した。

Synopsis:

Super-high-strength shear reinforcement having 130 kgf/mm² yield stress has been developed for reinforced concrete members in buildings.

Experimental investigation has been carried out on reinforced columns and beams to examine their strength and ductility against shear force in the seismic design. The result shows that experimental strengths are well above design loads which are estimated by shear strength formulae. It is also shown that the strength of the material is fully exerted over 100 kgf/mm² in interior reinforcing hoops, when the columns are loaded with higher axial thrust in addition to horizontal storey shear.

Therefore, it is suggested that application of the super-high-strength lateral reinforcement in members of high-rise buildings exerts high efficiency in both the structural design and construction works at site.

2 曲げせん断実験

2.1 実験計画

実験は柱の実験3シリーズ(A, B, D)と梁の実験1シリーズ(C)に分けて行った。Table 1に4シリーズの実験計画の一覧を示す。Aシリーズは柱の基本的性状を求める実験とし、高強度せん断補強筋を用いたRC柱のせん断耐力が、柱長さ比、作用軸力比およびせん断補強筋比によってどのような影響を受けるかを調べることを目的に、12の試験体について実験を行った。また、Bシリーズの柱実験では、引張り軸力を受けるときのせん断補強筋の挙動および部材の破壊性状、高主筋量と高せん断補強筋量とした場合の柱のせん断破壊性状および主筋量とコンクリート強度が耐力に及ぼす影響などに関して検討することを目的に、13体の実験を行った。さらに、Dシリーズでは、角スパイラルと135°フック付き副帯筋を併

Table 1 Test specimens

Series	Name of specimen	$b \times D$ (mm)	H/D	$\frac{n}{bDF_c}$ ($\frac{N}{bDF_c}$)	p_w (%)	p_t (%)	F_c (kgf/cm ²)	
A	A212	400 × 400	2.0	0.10	0.10	1.70 (5-D19)	340	
	A231				0.10			
	A232			0.30	0.20			
	A233				0.30			
	A234				0.40			
	A252		3.0	0.45	0.20			
	A312			0.10	0.20			
	A332			0.30	0.20			
	A334				0.40			
	A352			0.45	0.20			
A432	4.0	0.30	0.20					
A434			0.40					
B	BT244	400 × 400	2.5	-0.60	0.40	1.70 (5-D19)	240	
	BT344					2.30 (5-D22)	420	
	B0224			0		0.40	1.70 (5-D19)	240
	B0244						1.70 (5-D19)	420
	B0344						2.30 (5-D22)	420
	B3144			1.20 (5-D16)			420	
	B3224			0.30			1.70 (5-D19)	240
	B3244						420	
	B3274						700	
	B3344			0.40		0.70	2.30 (5-D22)	420
B3347								
B5244	0.50	0.40	0.70	1.70 (5-D19)	420			
B5247								
C	C5134S	200 × 400	4.0	0	0.20	2.11 (5-D19)	315	
	C5134S				0.40			
	C5136S				0.60			
	C5124S				0.40		230	
	C3134S					1.21 (3-D19)	315	
	C5234S					2.95 (5-D22)		
	C3234S					1.61 (3-D22)		
	C5134F				2.11 (5-D19)			
C5134C								
D	N10	300 × 300	3.0	0.10	0.67	1.65 (4-D16)	360	
	N30			0.30				
	N45			0.45				
	NHH			0.60				
				-0.70				

b : Section width
 D : Section height
 H : Column length
 N : Axial force
 p_w : Ratio of shear reinforcement
 p_t : Ratio of tensile reinforcement
 F_c : Maximum strength of concrete

用した RC 柱のせん断機破壊に及ぼす作用軸力の影響を、4 体の試験体を用いて実験的に検討した。

梁の実験 C シリーズでは、結局せん断耐力および曲げ降伏後の付着割裂破壊性状が、コンクリート強度およびせん断補強筋の配筋法によってどのような影響を受けるかを調査するために、9 体の試験体を実験に供した。

Fig. 1 に試験体の形状寸法および断面構成の一例を示す。柱断面寸法は 400×400 mm (D シリーズは 300×300 mm)、梁断面は幅 200×高さ 400 mm とし、実物大の 1/2 スケールモデルを想定した。主筋には SD40 を、せん断補強筋には 6.4 mmφ あるいは 7.4 mmφ の PC 鋼棒リバーボンをそれぞれ配筋した。Table 2 に使用鉄筋の機械的性質を示す。

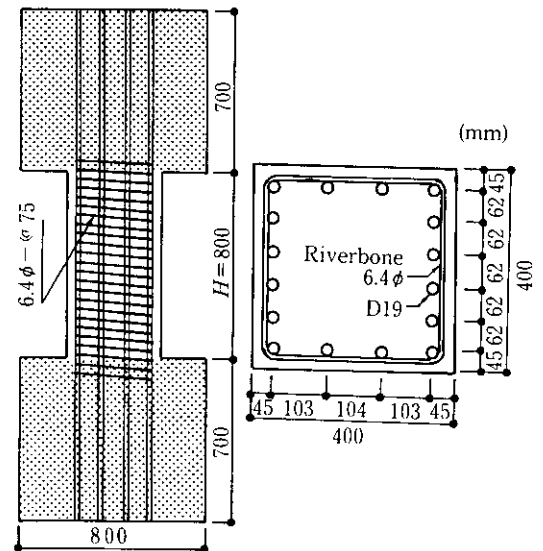


Fig. 1 Dimensions of test specimen A232

Table 2 Mechanical properties of reinforcing bars

Standard	Name	YS kgf/cm^2 (N/mm^2)	TS kgf/cm^2 (N/mm^2)	El %
Riverbon	RB6.4	14 300 (1 402)	15 130 (1 484)	11.0
	RB7.4	14 840 (1 456)	15 130 (1 484)	10.0
JIS SD40	D16	4 650 (428)	6 800 (647)	20.0
	D19	4 360 (428)	6 600 (647)	19.7
	D22	4 330 (425)	6 253 (613)	25.7

2.2 実験方法

実験装置には Fig. 2 に示す建研式載荷装置を用いた。この外観を Photo 1 に示す。載荷装置は載荷フレーム (L 形) を介して 400 tf 鉛直ジャッキにより一定軸力を柱頭に負荷するとともに、柱長さの 1/2 の位置に設置した 200 tf ジャッキにより柱に水平力を加えた。また、載荷フレーム上部に設けたパンタグラフにより平行支持し、フレームの回転を拘束した。載荷は、同一水平変位振幅で 2 回ずつ繰り返すを行う正負漸増繰り返しせん断力載荷法によって行った。

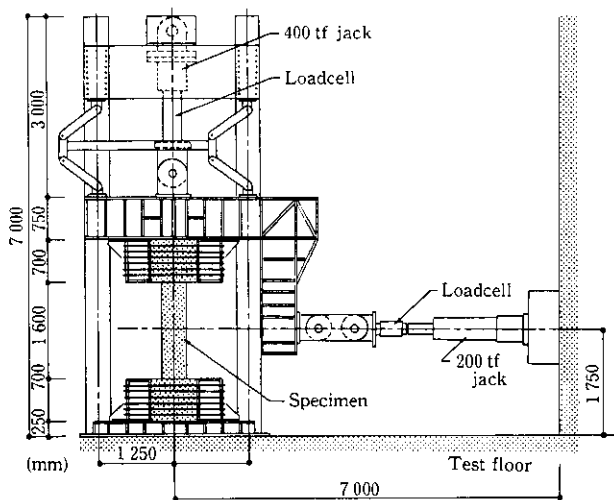


Fig. 2 Test apparatus

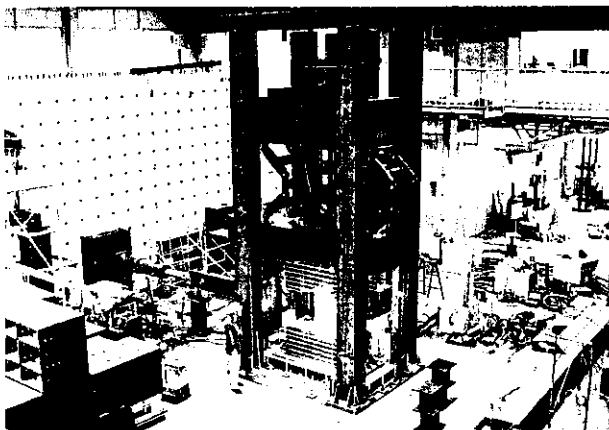


Photo 1 Test set-up

2.3 実験結果

2.3.1 履歴特性

Fig. 3 および 4 に荷重-変形関係の包絡線の一例を示す。縦軸は作用せん断力 Q (tf) を、横軸は変位部材角 $R = \delta/H (\times 10^{-2} \text{ rad.})$ を表す。ただし δ は水平変位。なお、Fig. 3 は A シリーズのせん断補強筋比を変数とした試験体を示し、Fig. 4 は B シリーズの作用軸力比を変数とした試験体の結果を示している。

A シリーズのせん断補強筋比を変数とした試験体において、A231

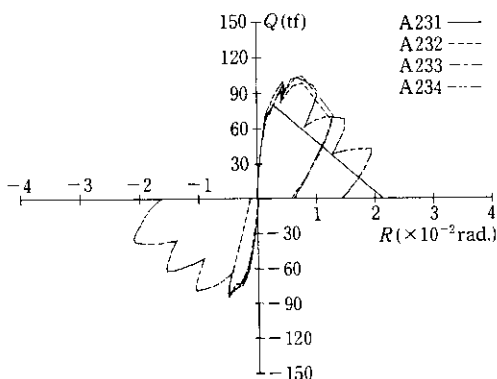


Fig. 3 Influence of reinforcement ratio on the envelopes for experimental load-deflection relations (series A)

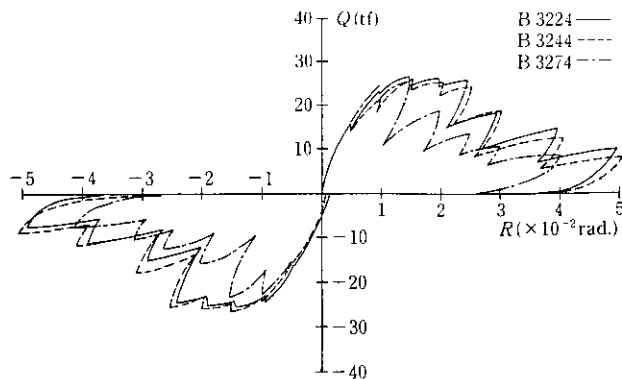


Fig. 4 Influence of axial force ratio on the envelopes for experimental load-deflection (series B)

では、柱頭と柱脚の隅角部を結ぶ対角線上にせん断ひび割れが発生した直後、せん断補強筋の破断によって脆性的な破壊に至った。また、補強筋比 $p_w = 0.2, 0.3$ および 0.4% とした。試験体 A232, A233 および A234 は、最大耐力に達した後、変位振幅の漸増に伴い耐力劣化を生じたが、せん断補強筋比が大きくなるほど脆性的な破壊に移行した。

B シリーズのコンクリート強度を実験変数とした試験体は、コンクリート強度が大きくなるほど最大耐力は大きくなるが、最大耐力時の変形量は小さくなり、脆性的な破壊に移行する。

2.3.2 破壊モード

Fig. 5 に軸力比 n およびコンクリート強度 F_c を変数とした試験体の最大耐力時および最終破壊時のひび割れ状況を示す。最大耐力時の破壊モードは、引張軸力を負荷した試験体および軸力比 0 の試験体は、最大耐力時に理論上の曲げ耐力に達し、曲げ破壊モードを示した。これに対し、軸力比が 0.3 および 0.5 の試験体は、柱頭および柱脚部の圧壊によって最大耐力に達し、せん断圧縮破壊モードを示した。また、軸力比が大きくなるにしたがい、曲げ破壊モードからせん断破壊モードに移行した。

コンクリート強度が 240 kgf/cm^2 の試験体では、最大耐力以後、斜張力ひび割れおよび付着ひび割れの進展によって急激な耐力低下を生じ、最終的にせん断斜張力破壊性状と付着割裂破壊が混合した破壊性状となった。一方、コンクリート強度が 420 および 700 kgf/cm^2 の試験体は脆性的なせん断圧縮破壊性状を示した。

2.3.2 せん断補強筋の引張応力度

Fig. 6 に最大耐力時におけるせん断補強筋の引張応力度分布を示す。縦軸はひずみゲージの貼付け位置を示し、横軸にはひずみゲージの測定値から求めたせん断補強筋の引張応力度を示している。同図 (a) および (b) は、それぞれのせん断補強筋比および軸力比を変数とした試験体の値を示している。各試験体の引張応力度分布は、柱頭および柱脚部に比べて柱中央付近が卓越する凸形を示し、せん断補強筋比が小さくなるほどこの傾向は顕著であった。また軸力が高い場合には、最高耐力時以降に補強筋に生じる応力が 100 kgf/mm^2 以上に達しており、リバーボンの降伏応力度 130 kgf/mm^2 に近い値を示した。

Fig. 7 に D シリーズの柱中央部におけるせん断補強筋の引張応力度推移状況を示す。縦軸にせん断補強筋の引張応力度を示し、横軸は部材角 $R \times 10^{-2} \text{ rad.}$ を示している。各試験体について最大耐力に対応する部材角 $R = 1.5 \times 10^{-2} \text{ rad.}$ 以降、外周筋ではほとんど応力度の上昇が見られないが、副常筋では、軸力が大きくなるにしたがい、応力度は上昇し、軸力比 0.3 以上では降伏している。このこ

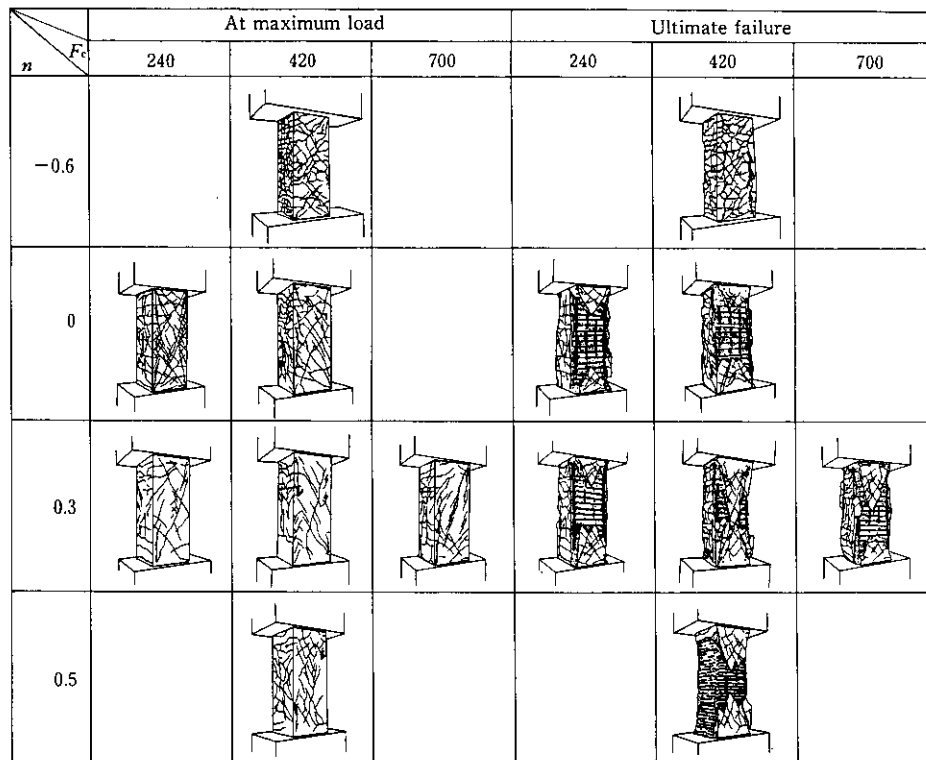


Fig. 5 Mode of failure

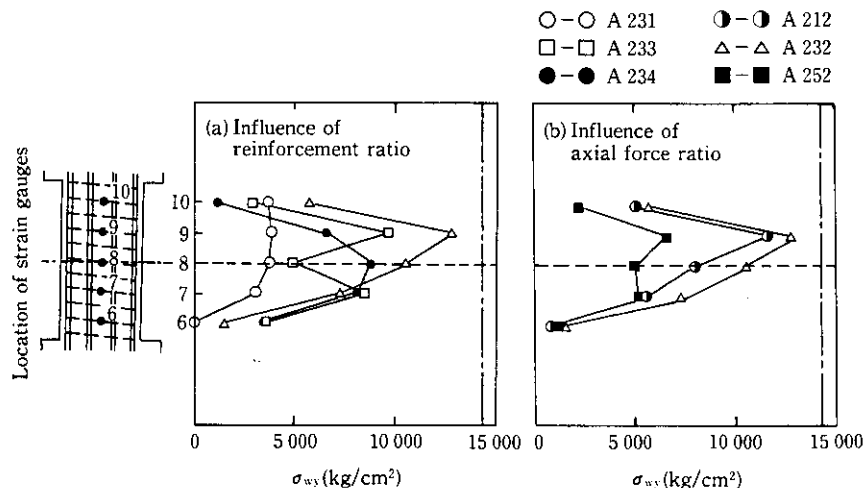


Fig. 6 Stress distribution in shear reinforcement

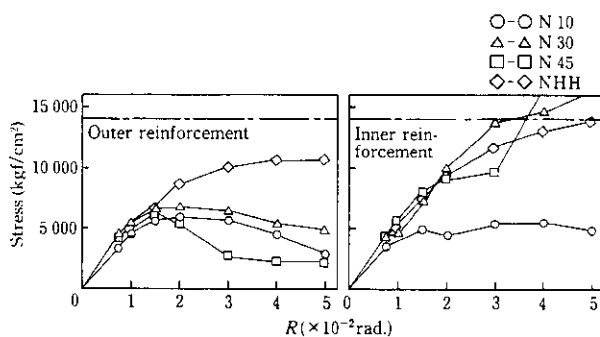


Fig. 7 Change in tensile stress in shear reinforcement bars

とから、高層建設のような高圧縮力を受ける RC 部材の靱性を確保するには高強度鋼を用い、かつ副帯筋を使用することがきわめて重要であることが判明した。

3 設計の検討

3.1 許容せん断耐力

短期許容せん断力算定式は RC 規準¹⁾に示される短期許容せん断力の算定式において、補強筋強度を考慮して、(1)式第2項の $(p_w - 0.002)$ を $(p_w - 0.001)$ とした式を採用した。この結果、短期許容せん断耐力 Q_{AS} は (1) および (2) 式より求めた。

梁に対して、

$$Q_{AS} = b \cdot j \cdot \{\alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w \cdot f_t (p_w - 0.001)\} \quad (1)$$

柱に対して,

$$Q_{AS} = b \cdot j \cdot \{f_s + 0.5 \cdot w \cdot f_t (p_w - 0.001)\} \quad (2)$$

ここに, j : 応力中心間距離, $j = (7/8)d$

f_s : コンクリートの許容せん断応力度

$w \cdot f_t$: リバーボンのせん断補強用許容応力度 (6 000 kgf/cm²)

$$\alpha: \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1}$$

p_w : せん断補強筋比

ただし, p_w は 0.2% 以上とし, 0.6% を超える場合は 0.6% とする。

Fig. 8 にリバーボンをを用いた実験から得られた終局耐力と短期許容せん断力計算値の関係を示す。縦軸は終局耐力の実験値 Q_{xp} と終局曲げ耐力 Q_t との比を, 横軸には (1), (2) 式を用いて計算した短期許容せん断力計算値 Q_{AS} と終局曲げ耐力計算値 Q_t との比をそれぞれ示す。なお終局曲げ耐力の算定は倉本らの式²⁾を用いた。

Fig. 9 は Fig. 8 の結果を再整理したものである。縦軸は実験から得られた終局耐力を, 横軸は短期許容せん断力をそれぞれ表す。図中の○印は A シリーズを表し, ●印は B シリーズを表している。なお, 3 個の◎印は B シリーズの中で軸力 0 の実験値を示したもので, 2 個の◎印は B シリーズの中で引張軸力を作用させるものである。さらに△印は C シリーズ, □印は D シリーズを表している。なお, ↑印を付けた実験値は実験値と曲げ耐力との比が 1.0 以上のもの

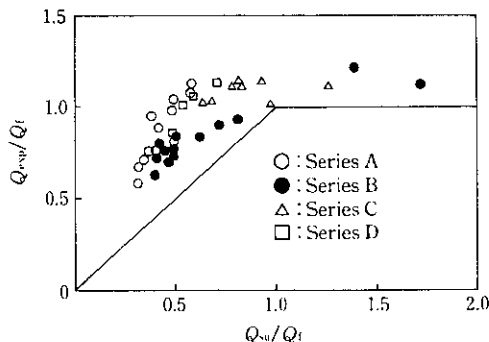


Fig. 8 Comparison between experimental ultimate strength and calculated allowable strength for design

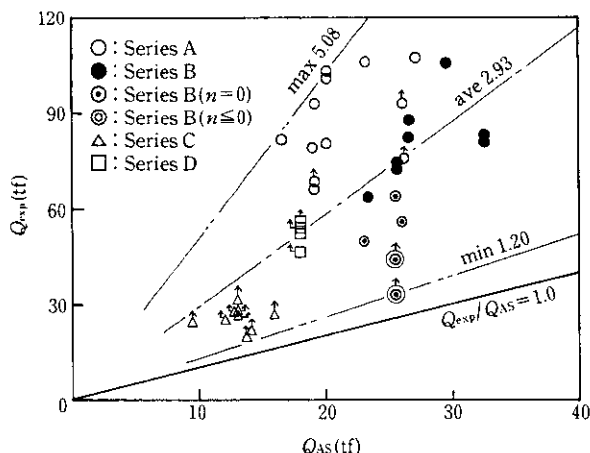


Fig. 9 Safety allowance of experimental strength over calculated design load

のを表す。

同図によれば, 実験から得られた終局耐力の短期許容せん断力に対する安全率の範囲は 1.20~5.08, 平均値は 2.93 であり, 高い安全率を持っていることがわかる。したがって, 研究における高強度せん断補強筋リバーボンを使用する場合の短期許容応力度として 6 000 kgf/cm² を用いることの妥当性が示された。

ところで, リバーボンの短期許容応力度は 6 000 (kgf/cm²) としたが, これは普通鉄筋の短期許容応力度 3 000 (kgf/cm²) の 2 倍となるので, 普通鉄筋を使用した場合と同等のせん断補強効果を与えるためにそのせん断補強筋比の上限を 0.6 (%) とした。

なお, 長期許容耐力については, RC 規準³⁾に示される (3) および (4) 式の長期許容せん断力の算定式と同じものを用い, また長期許容応力度も普通鉄筋と同じ 2 000 (kgf/cm²) とした。これは高強度せん断補強筋 PC 鋼棒リバーボンのせん断ひび割れに対する補強効果は普通鉄筋と同じと考えたためである。

梁に対して,

$$Q_{AL} = b \cdot j \cdot \{\alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w \cdot f_t (p_w - 0.002)\} \quad (3)$$

柱に対して,

$$Q_{AL} = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s \quad (4)$$

また, p_w は 0.2% 以上とし, 1.2% を超える場合は 1.2% とする。

3.2 終局せん断耐力

2 次設計に用いる終局耐力式として採用した (5) 式は, 普通鉄筋を用いた RC 梁の終局せん断耐力を評価する修正荒川 min 式, いわゆる大野, 荒川式である。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 180)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (5)$$

ここで, M : 最大モーメント

Q : 最大せん断力

σ_{wy} : リバーボンの終局せん断耐力用材料強度

ただし, $1 \leq M / (Q \cdot d) \leq 3$

Fig. 10 は, リバーボンをを用いた実験値と (5) 式による計算値の関係を示している。縦軸は終局耐力の実験値 Q_{xp} と終局曲げ耐力 Q_t との比を, 横軸には (5) 式を用いて計算した終局せん断力 Q_{su} と終局曲げ耐力計算値 Q_t との比をそれぞれ示す。Fig. 11 は Fig. 9 で横軸の値が 1.0 以下, すなわち (5) 式より求められた計算値 Q_{su} と終局曲げ耐力計算値の比が 1.0 以下の実験値を再整理したもので, 実験値と (5) 式の関係を示している。縦軸は実験値を, 横軸には (5) 式より求めた計算値を示す。図中の○印は A シリーズを表し, ●印は B シリーズを表している。3 個の◎印は B シリーズの中で軸力 0 の実験値を示したものを, △印は C シリー

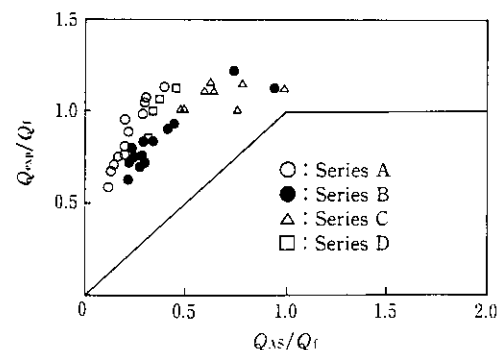


Fig. 10 Comparison of experimental ultimate strengths with the strengths calculated by Eq.(5)

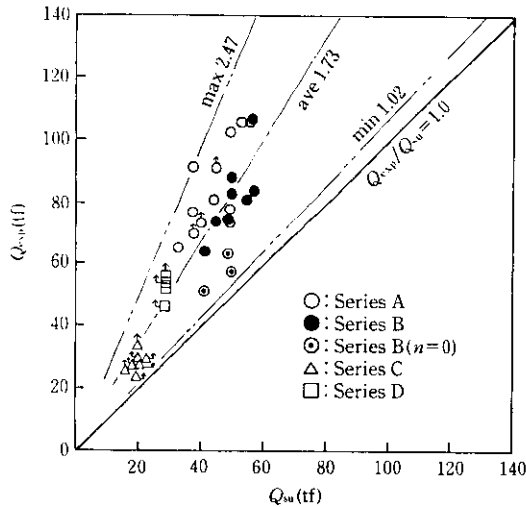


Fig. 11 Relation between experimental and calculated ultimate strengths

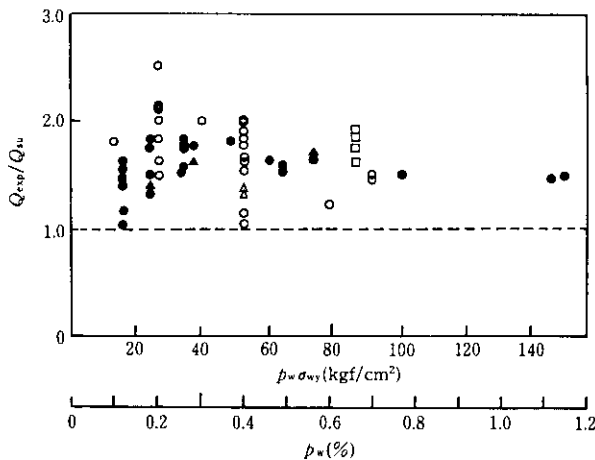


Fig. 12 Effect of reinforcement ratio on experimental strength

ズ、□印はDシリーズを表している。なお、↑印を付けた実験値は実験値と曲げ耐力との比が1.0以上のものを表す。同図において、全実験値に対して、安全率の下限は1.02、上限は2.47、平均値は1.73であり、すべて安全側であることから、設計式に(5)式を用いることの妥当性が示された。

Fig. 12は実験値に対する計算値の比とせん断補強筋量の関係を示す。縦軸は実験値と(5)式で求めた計算値との比を、横軸は $p_w \cdot \sigma_{wy}$ および p_w をそれぞれ示す。なお、同図の実験値はFig. 8で使用したものと福原らの式⁹⁾の引用を表し、○●印はスパイラルを、△▲印は梁の外周に単独に使用した135°フック付あばら筋を、□印は柱の外周のスパイラル筋にフック付副帯筋を組み合わせたものをそれぞれ表す。図より p_w のいかににかかわらず、全試験体に対して1.0以上の安全率があることが示された。よって、本実験におけるせん断補強筋量の範囲は $p_w=0.1 \sim 0.7\%$ であるが、1.15%まで補強効果が確保できることを示した福原⁹⁾の結果を併せて考慮し、 p_w の上限を1.2%とした。

せん断補強筋の補強効果について、さらに検討した結果をFig. 13に示す。縦軸には(5)式における右辺の第1項をコンクリート負担分と考えて実験値から引いたせん断力をせん断応力度で表した値を、横軸は $p_w \cdot \sigma_{wy}$ および p_w をそれぞれ表す。図中の実験値は

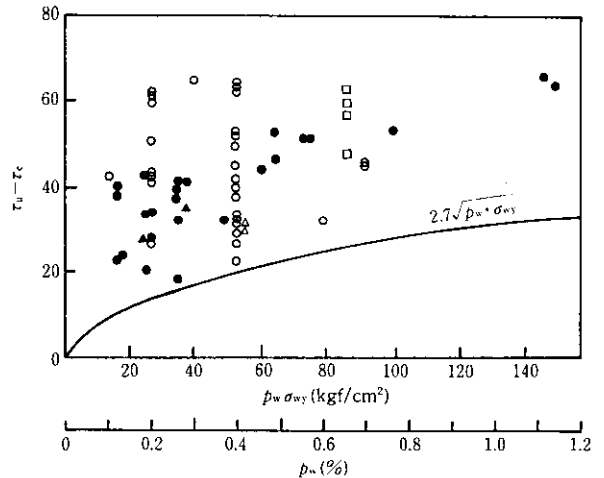


Fig. 13 Effect of reinforcement ratio on value of $(\tau_u - \tau_c)$

Fig. 12 で使用したものである。この図から実験値におけるせん断補強筋による耐力増加率は、 $2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}}$ を上まわっていることが明らかである。

3.3 付着割裂破壊の検討

最近、実験式による終局せん断耐力式に代わって、付着割裂破壊を考慮した塑性理論による終局せん断耐力式が、終局強度規準(案)⁹⁾および狩野らの式⁹⁾によって提案されているが、リバーボンをを用いたRC部材に対して(5)式と、この終局せん断耐力設計式とがどのような対応になっているかを以下に検討する。

ここで述べる塑性理論による終局せん断耐力式は、狩野ら⁹⁾に基づいて提案されたものであるが、その検討式は(6)式である。

$$Q_u = \min(Q_{su}, Q_{bu}) \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 Q_{su} : せん断破壊によって決まる終局せん断耐力

Q_{bu} : 主筋の付着割裂破壊によって決まる終局せん断耐力

Q_{su} は、(7)式で与えられる。

$$Q_{su} = p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot b \cdot j l + \lambda_1 (1 - \lambda_2) \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot F_c \dots \dots \dots (7)$$

ここで、 $\lambda_1 = \sqrt{(H/D+1) - (H/D)} / 2$

$$\lambda_2 = 2 p_w \cdot \sigma_{wy} / \nu \cdot F_c$$

$$\nu = 0.7(0.7 - F_c / 2000)$$

ただし、 $p_w \cdot \sigma_{wy} \leq \nu \cdot F_c / 2$

(7)式は、狩野らの式⁹⁾においては、曲げ降伏に達するまで部材の変形を保証するための塑性ヒンジの必要回転角として2% rad.を仮定し、この回転角を確保するためのせん断耐力を与えることを条件として導かれたものである。

一方、 Q_{bu} は(7)式の右辺第1項で表されるトラス機構による耐力が、主筋の付着割裂破壊耐力によって決まるとするもので、

$$Q_{bu} = \tau_{bu} \cdot \sum \phi \cdot j l + \lambda_3 (1 - \lambda_4) \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot F_c \dots \dots \dots (8)$$

ここに、 $\lambda_3 = 2 \tau_{bu} \cdot \sum \phi / b \cdot D \cdot \nu \cdot F_c$

$$\tau_{bu} = \text{付着割裂強度}$$

と与えられる。(8)式の右辺第1項の τ_{bu} は、主筋に沿って付着割裂破壊が生じるときの付着割裂強度を表すものであるが、この値については現在の段階では、塑性理論などによって理論的に求めていくことができない状況にあるので、ここでは、森田ら⁷⁾を参考にして実験的に得られた値を用いることにする。

Fig. 14, 15および16は、実構造物の柱断面を対象にして、(5)式と(7)(8)式の計算値を比較したものである。Fig. 14はせん

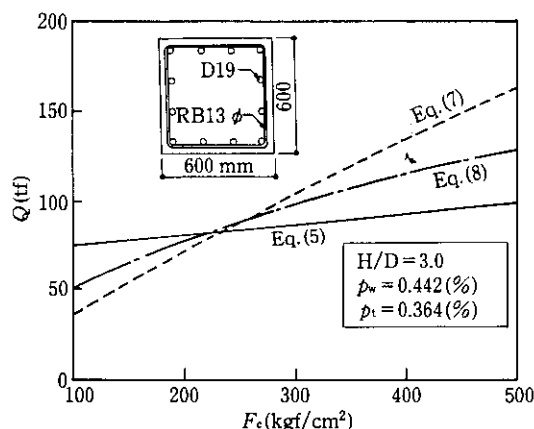


Fig. 14 Comparison of Eq. (5) with Eq. (7) and Eq. (8) in terms of reinforcement ratio

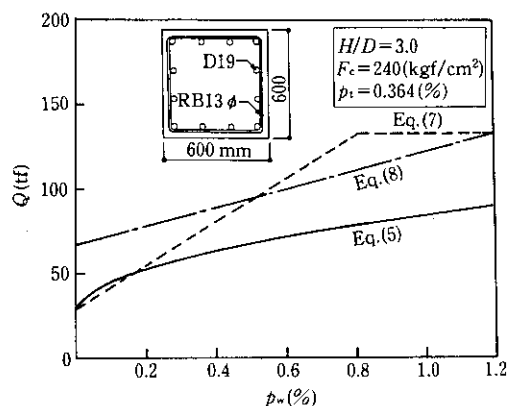


Fig. 15 Comparison of Eq. (5) with Eq. (7) and Eq. (8) in terms of concrete strength ratio

断補強筋比を、Fig. 15 はコンクリート強度を、Fig. 16 は柱長さ比をそれぞれ変数とした場合である。この例の形状寸法および材料強度では、(5) 式より終局せん断耐力計算値は、検討式 (6) 式において、せん断破壊で決まる値、付着割裂破壊で決まる値のいずれかの小さい方の値よりも安全側にあることがわかる。このことは、(5) 式の終局せん断耐力式は、せん断破壊と付着割裂破壊のいずれの破壊形式をも含んだ場合の終局耐力を与えるものとして判断することもできる。

ただ、(5) 式が、一般的にこのような性質をもった終局せん断耐力式となっているかどうかについては、結論を出すところまでは至っていない。

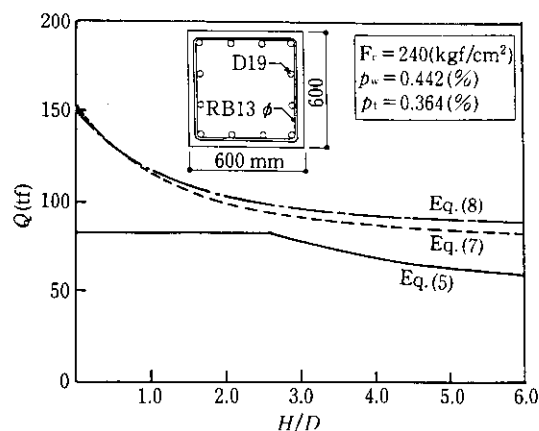


Fig. 16 Comparison of Eq. (5) with Eq. (7) and Eq. (8) in terms of column length-to-depth ratio

4 結 言

- (1) 高層建築のような高圧縮力を受ける RC 部材の場合には、補強筋に生じる応力が 100 kgf/mm^2 以上に達するため、せん断耐力向上および靱性を確保するには、降伏応力度が 130 kgf/mm^2 クラスの高強度鋼リバーボンをを用い、かつ副帯筋を使用することが有効である。
- (2) 本実験で用いた高強度せん断補強筋リバーボンを、実構造物に使用する場合の設計式として許容応力度設計では RC 規準に示される許容せん断力式を、終局強度設計では修正荒川 min 式を用いることの妥当性が示された。
- (3) せん断補強筋の設計用強度として、短期許容応力度設計では普通筋の 2 倍、終局強度設計では 4 倍の材料強度を与えることができ、設計上非常に有利になることがわかった。

5 謝 辞

本研究を進める過程で、京都大学森田司郎教授には適切な助言を頂いた。また、福山大学南宏一教授には研究活動全般について公私にわたる御指導を頂いた。心より謝意を表します。そして、大阪工業大学院生倉本洋氏（現佛鴻池組）および塚本尚由氏（現佐藤工業（株））をはじめ、大阪工業大学建築学科構造力学研究室の学生各位に実験の実施およびデータ整理の御協力を得ました。心より御礼を申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（5 版）」、(1988)、179-175
- 2) 倉本 洋、南 宏一：「靱性を考慮した鉄筋コンクリート部材の実用せん断設計式」、コンクリート工学年次論文集、(1988)、651-656
- 3) 川鉄テクノワイヤ(株)：「高強度せん断補強筋『リバーボン』を用いた鉄筋コンクリート部材の設計施工指針・同解説」、(1990)
- 4) 福原正志、黒正清治：「鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋の補強効果に関する研究（はりの曲げせん断実験）」、日本建築学会論文報告集、320 (1977)、12-20
- 5) 日本建築学会：「鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針（案）・同解説」、(1988)
- 6) 狩野芳一、高木仁之、奥出久人：「付着割裂に支配される梁のせん断耐力」、コンクリート工学年次論文集、(1989)、81-86
- 7) 森田史朗、藤井 栄：「異形鉄筋の付着強度に関する研究（付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果）」、日本建築学会論文報告集、319 (1982)、47-54