

論文 高強度せん断補強筋を用いたはり部材のせん断ひび割れ特性

山邊周志^{*1}・野村設郎^{*2}・衣笠秀行^{*3}

要旨：高強度または普通強度せん断補強筋を用い、せん断耐力が等しくなるように設計した断面縮小試験体を含むせん断破壊先行型の3体のはり試験体を作成し、単調載荷実験を行い、せん断ひび割れ幅の計測及びせん断補強筋歪の測定を行った。その結果から、せん断ひび割れ幅をある値以下に抑えるためには断面に入力するせん断応力をどのように制限すればよいかをコンクリートの許容せん断応力度、せん断補強筋応力の面から検討した。

キーワード：高強度せん断補強筋、せん断ひび割れ幅、せん断応力度、許容せん断応力度

1. はじめに

現行の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下、RC規準）に則った設計を行う場合、長期間使用に対する要求と中小地震に対する耐力確保のための一次設計と大地震を対象とした二次設計を行うことにより建築物の安全性をチェックすることとなる。曲げに対する設計では、長期荷重下で引張側のコンクリートのひび割れ幅を大きくしないことと耐力の確保の観点から一次設計が、終局時の耐力確保という観点から二次設計がそれぞれ異なる形で進められる。これに対して、せん断に対する設計では、一次設計では建築学会の短期許容せん断力式、二次設計では終局せん断力式で設計を行う。学会の短期許容せん断力式は、許容応力度設計体系を崩さないという名分でその名称が用いられているが、実質は大野・荒川せん断耐力式(min式)を直線で近似した終局耐力式である。従って二次設計でせん断終局耐力を検討すると、内容が重複するのが現状である。一方、せん断補強筋に高強度鉄筋を用いると終局耐力時のひび割れ幅が普通強度鉄筋の場合と比較して大きくなる。せん断補強筋応力とせん断ひび割れの進展とが密接な関係にあることは容易に想像されるが、せん断ひび割れ幅とせん断補強筋応力の関係を対象とした研究はほとんどなされていないと言ってよい。そこで本研究ではせん断に対する一次設計の見直しとせん断ひび割れ幅の制御という観点から、せん断ひび割れ幅の面から入力せん断力を制限する値を示すための基礎的研究を行う。なお、繰返し載荷による影響は非常に重要であるが、第一歩として、鉄筋応力が分かり易い単調載荷における性状を求めることとした。

2. 実験概要

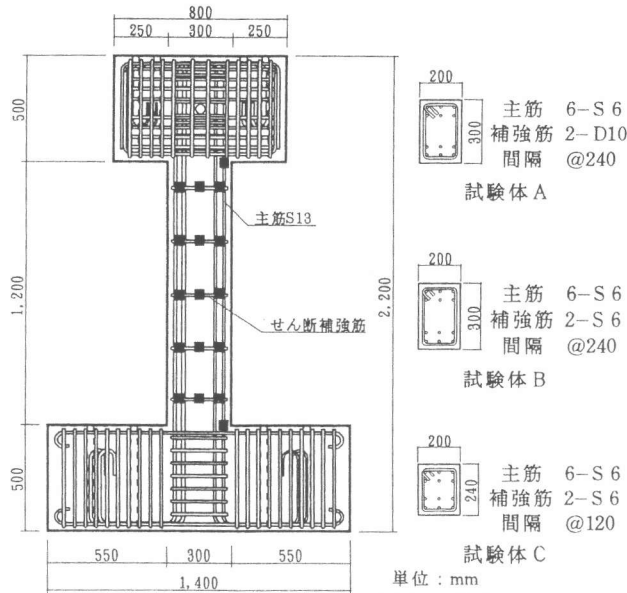
2. 1 試験体概要

試験体の諸元を表-1に示す。変動因子として、断面寸法・せん断補強筋降伏強度を取り上げた。試験体の断面寸法は、20 x 30 (cm) (以下、標準断面) 及び 20 x 24 (cm) (以下、縮小断面) の2種類、せん断補強筋降伏強度は約350(N/mm²)のもの(以下、普通強度)及び約

*1 東京理科大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 東京理科大学教授 理工学部建築学科 工博 (正会員)

*3 東京理科大学講師 理工学部建築学科 工博 (正会員)



図－１ 配筋図及び断面詳細図

表－１ 試験体の諸元

試験体	A	B	C
断面	200 x 300		200 x 240
主筋	6-S13(KSS785)		
Pt (%)	1.56		2.07
せん断補強筋	2-D10	2-S6	
補強筋間隔	@240		@120
Pw (%)	0.298	0.132	0.264

特記なき単位：mm

表－２ 材料特性

種類	降伏強度	降伏歪($\times 10^{-6}$)	ヤング係数
鉄筋	D10	347	1921
	S6	854	6148
	S13	839	6442
試験体	A	B	C
コンクリート	圧縮強度	24.8	29.4
	引張強度	2.4	2.6
	ヤング係数	2.19×10^4	2.29×10^4

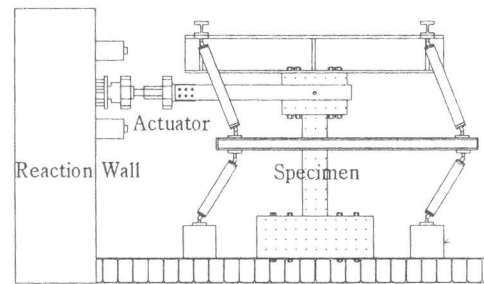
【単位】強度：N/mm² ヤング係数：N/mm²

850(N/mm²)のもの(以下、高強度)の2種類とした。また、使用材料の材料特性を表－２に示す。せん断補強筋に生じる応力とせん断ひび割れ幅を比較するため、せん断破壊先行型でせん断終局耐力が等しくなるよう計画された試験体を3体作成する。以下、標準断面で普通強度せん断補強筋を用いたものを「試験体A」、標準断面で高強度せん断補強筋を用いたものを「試験体B」、縮小断面で高強度せん断補強筋を用いたものを「試験体C」とする。

図－１に配筋図及び各試験体の配筋詳細図を示す。3試験体とも引張・圧縮鉄筋は同量(6-S13)となっており、十分せん断破壊が先行するよう配筋されている。なお、せん断終局耐力はKSS指針[1]に示されている式(以下、KSS指針式)を用いて3試験体の耐力をあわせている。

2. 2 加力及び測定方法

加力は、図－２に示すように建研式加力装置と同じ原理である装置を用い、逆対称加力とした。載荷履歴は、前述のようにせん断ひび割れ幅と各種要因の関係が分かり易い単調載荷とした。せん断初ひび割れ発生までは2.45(kN)ピッチで、それ以後は4.90(kN)ピッチでデータを取り、最大荷重到達後はその約8割に耐力が低下するまで加力を続けた。測定は、加力スタブ部分の変形を電気式変位計で、鉄筋の歪を図－１に示す位置でW.S.G(図中■印、主筋4点、せん断補強筋30点)を用いて、ひび割れ幅を最大荷重到達までスタブ～ベース間12(cm)間隔(計9カ所、せん断補強筋配置位置及びその中間部)で部材軸に直交する線上を考え、その線を横切るものに限定し、ひび割れに対して直交に、透明プラスチックシートに種々の線分が印刷された通常型のクラックスケールで各荷重ごとに行った。



図－２ 加力装置

3. 実験結果

3. 1 荷重－変形角曲線

各試験体の荷重－変形角曲線を図－３に示す。せん断補強筋に高強度を用いた試験体B・Cは、普通強度を用いた試験体Aと比較して最大耐力を経過した後の耐力低下が比較的小さい。

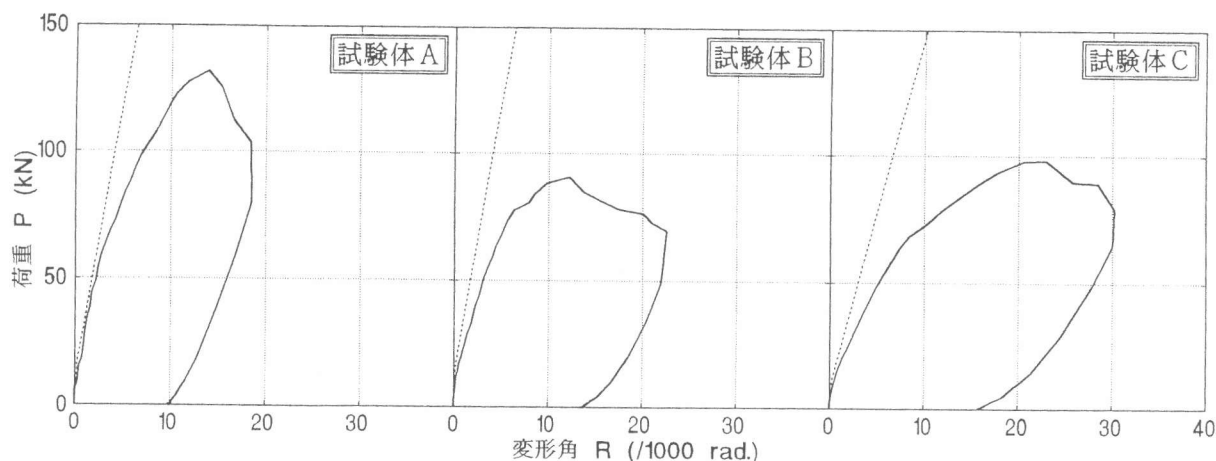


図-3 荷重-変形角曲線

3. 2 最大耐力

実験により得られる最大耐力と、曲げ終局耐力、KSS 指針式、大野・荒川 min 式による計算値との比較を表-3 に示す。試験体 A・C は、せん断終局耐力計算値を上回っているが、試験体 B は計算値を下回っている。KSS 指針式、大野・荒

表-3 耐力の比較

試験体	最大耐力	曲げ終局耐力	KSS 式	大野・荒川 min 式
A	132.3	232.9	101.9	94.1
B	91.1	232.9	108.8	101.9
C	98.0	175.6	92.1	86.2

曲げ終局耐力 $Q_{mu}=0.9at \sigma_y d/a$ 単位: kN
 KSS 式 $Q_{su1}=b j t P_{ww} \sigma_y + k_1(1-k_2)b D \sigma_B$
 大野・荒川 min 式
 $Q_{su2}(\text{単位: kgf})=(0.092 k u k p(180+F_c)/(M/Q d+0.115)+2.7 \sqrt{P_{ww} \sigma_y}) b j$

川 min 式の計算値を実験値が 10(kN) ほど下回っているのは、せん断補強筋を高強度とし、せん断破壊を先行させるためにせん断補強筋比を 0.132(%) と最低補強筋量の 0.2(%) よりも低く抑えていることと、せん断補強筋間隔を 24(cm) と大きくしたことが原因であると推察される。

3. 3 破壊経過と破壊性状

最大耐力時の各試験体の破壊性状を図-4 に示す。各試験体ともせん断ひび割れが先行する破壊性状である。各試験体とも曲げひび割れが部材両端から生じた後、せん断ひび割れが徐々に伸展し最大耐力に至った。また、主筋の降伏はみられなかった。試験体 B は主筋に沿ったひび割れがみられるのも特徴である。最大耐力時の最大せん断ひび割れ幅は、試験体 A で 1.75(mm)、試験体 B は 2.00(mm)、試験体 C は 2.50(mm) であり、高強度せん断補強筋を用いた試験体ほどせん断ひび割れ幅が大きいことがわかる。

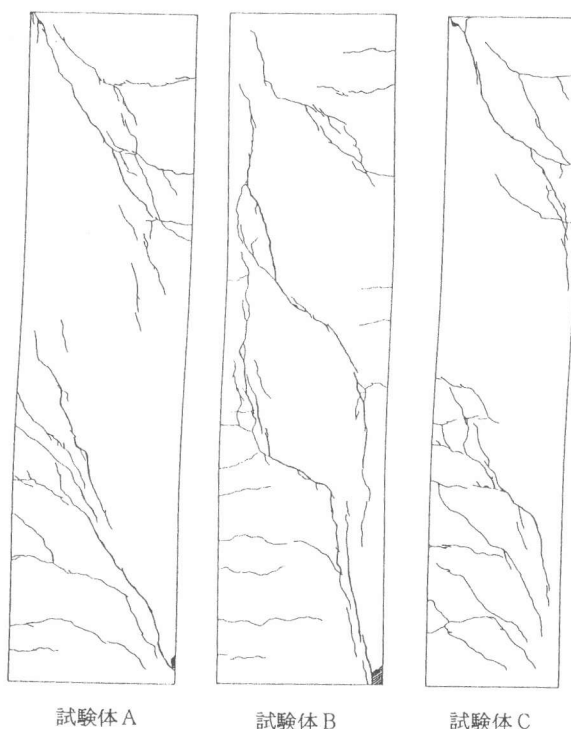


図-4 破壊性状

3. 4 剛性

実験により得られる初期剛性、降伏時剛性と、計算による値を表-4 に示す。剛性の比較を目的に菅野式 [2] による Tri-Linear 曲線を図-3 中に示す。但し、曲げ終局耐力が図-3 中におさまらないため、第 2 折れ線まで示して

いる。断面を縮小すること（試験体 C）による剛性の低下は明らかであり、高強度せん断補強筋を用いることにより耐力は確保できても剛性はできず、また図 - 3 中の実線と点線の離れ方が最も顕著であることから、このことがひび割れ幅の増加に影響しているものと考える。

4. せん断ひび割れ挙動

4. 1 ひび割れ幅に対する制限値

文献 [3] などに示されている各補修方法の境界となるひび割れ幅を参考に、本研究では制御するせん断ひび割れ幅として、0.1、0.2、0.5、1.0(mm) を取り上げる。参考としたひび割れ幅は残留ひび割れ幅に対して設けられている値であり、また実状を考慮すると残留ひび割れ幅に対する制限を設けるべきであるが、本研究では前述のように単調載荷実験を行っており、残留ひび割れ幅を測定していないため、載荷時のせん断ひび割れ幅を用いて、ひび割れ幅を制限する値を示す。なお、文献 [4] に試験体の変形角が $10 \sim 20/1000(\text{rad.})$ になると、（載荷時の）最大ひび割れ幅と残留ひび割れ幅の比が 1/2 程度になると示されていることを参考のため併記しておく。

4. 2 せん断補強筋応力－ひび割れ幅関係

各試験体のせん断補強筋応力－せん断ひび割れ幅関係を図 - 5 に示す。ここで用いる最大値、平均値とはそれぞれ、実験から得られる各荷重ごとのせん断補強筋応力、せん断ひび割れ幅の試験体内の全計測ポイントでの最大値と、全計測ポイントの値の平均を意味している。また、せん断補強筋応力は実験時に測定されるせん断補強筋歪にそのヤング係数を乗じて求められるものである。最大ひび割れ幅をみると、各試験体ともせん断補強筋応力がある値に達すると同時にせん断ひび割れ幅が拡がり始めることがわかる。標準断面で高強度鉄筋を用いた試験体 B は、他の 2 体と比較してせん断ひび割れが生じる際のせん断補強筋応力が大きく、その後せん断ひび割れ幅が大きく拡がり始めるまでのせん断補強筋応力増加分が小さい。これは、前にも述べたように、せん断補強筋を高強度とし、せん断補強筋比を 0.132(%) と最低補強筋量の 0.2(%) よりも低く設定していることと、せん断補強筋間隔を 24(cm) と大きくしたことによるものと考えられる。ここでは 3 試験体のばらつきが大きいいため正確に評価することは出来ないが、せん断補強筋応力を

表 - 4 剛性

試験体	初期剛性	剛性低下率	降伏時剛性
A	58800(73400)	0.338(0.260)	19900(19100)
B	60800(73400)	0.308(0.260)	18700(19100)
C	37200(41200)	0.341(0.295)	12700(12200)

単位：N/mm () 内は計算値

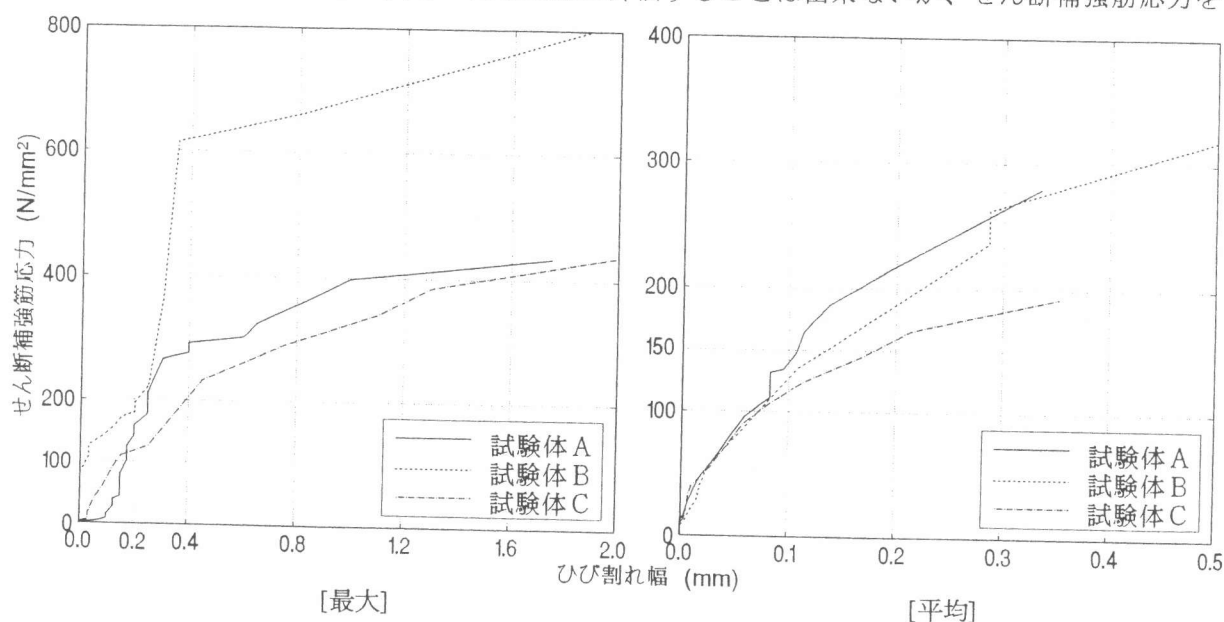
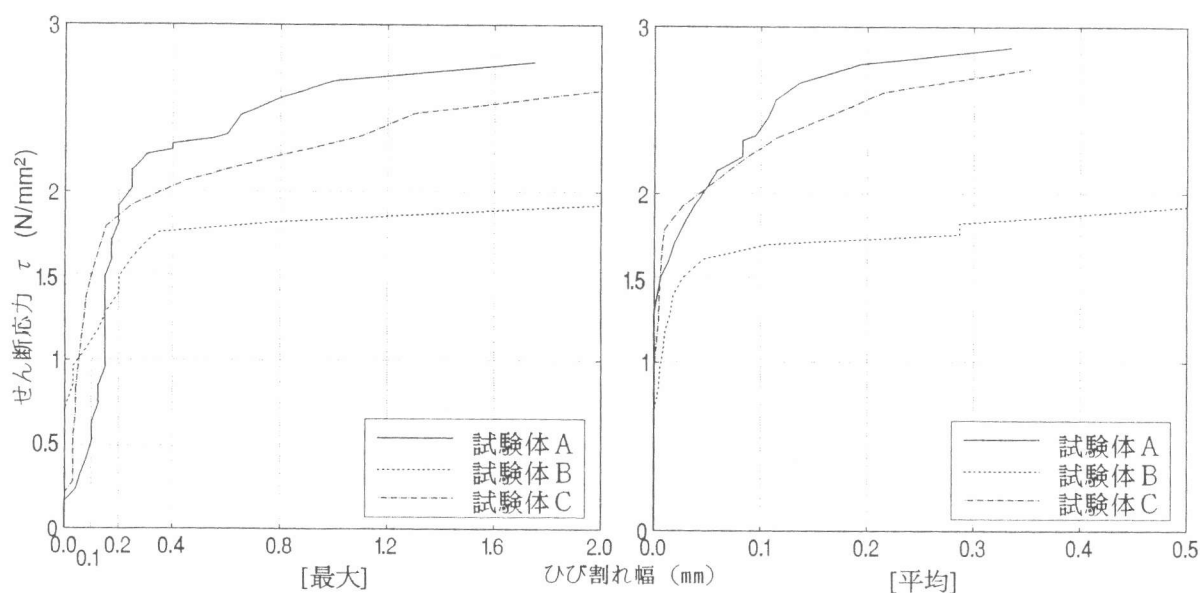


図 - 5 せん断補強筋応力－せん断ひび割れ幅関係

一律に $100(\text{N/mm}^2)$ に制限すれば最大ひび割れ幅を $0.2(\text{mm})$ 程度に抑えることが出来るといえる。また、平均ひび割れ幅をみると、 $0.1(\text{mm})$ 付近までは3試験体ともほとんど差はみられないが、それ以後、せん断補強筋の応力に対する増加率を下げながらひび割れ幅が広がっている。この傾向は $A \rightarrow B \rightarrow C$ の順に大きくなっている。高強度せん断補強筋の使用により普通強度のものと比較して間隔を同じとすれば一本あたりの断面積が小さくなり、同一せん断力に対して、より大きく歪むためと考えられる。ここでは、せん断補強筋応力を一律に $100(\text{N/mm}^2)$ とすれば平均ひび割れ幅を $0.1(\text{mm})$ 、 $150(\text{N/mm}^2)$ とすれば $0.2(\text{mm})$ に制限できるといえる。

4. 3 せん断応力度－ひび割れ幅関係

各試験体のせん断応力度－せん断ひび割れ幅関係を図－6に示す。ここで、せん断応力度は部材に inputs するせん断力を断面積(はり幅 $\times$ 有効成)で除したものであり、せん断ひび割れ幅の最大値及び平均値は前節4. 2と同様にして得られるものである。[最大]及び[平均]ともに高強度せん断補強筋を用いた試験体B及びCは、せん断ひび割れ幅の広がり方が普通強度せん断補強筋を用いた試験体Aより急激であることがいえる。これもまた前節同様、せん断補強筋が、必要な応力を得るために大きく歪むことに伴い、ひび割れ幅が広がるためと考えられる。最大ひび割れからみると、せん断応力度を $0.5(\text{N/mm}^2)$ に抑えれば $0.1(\text{mm})$ 、 $1.5(\text{N/mm}^2)$ に抑えれば $0.2(\text{mm})$ に、平均ひび割れ幅からみると、せん断応力度を $1.5(\text{N/mm}^2)$ に抑えればせん断ひび割れ幅を $0.1(\text{mm})$ に制限することが出来るといえる。



図－6 せん断応力度－せん断ひび割れ幅関係

4. 4 許容せん断応力度と各試験体のせん断応力の比較

図－7に長期許容せん断応力度とせん断応力の比較を示す。せん断応力は、4. 1で定めた制限値のせん断ひび割れ幅が生じた荷重を断面積で除した値とする。図中にR C規準で定められているコンクリートの長期許容せん断応力度 $(0.49 + F_c/100)$ [kgf/cm^2 単位では、 $5 + F_c/100$] を併せて示す。長期許容せん断応力度は試験体寸法によらず、コンクリート強度で一義的に定められるものであり、一般の設計に浸透していることを考慮し、これを用いるものとする。ひび割れ幅を $0.1(\text{mm})$ に抑える場合、長期許容せん断応力度の1.0倍で制限を設ければ要求される性能を満足することが出来る。また、ひび割れ幅を $0.2(\text{mm})$ に抑える場合長期許容せん断応力度の1.5倍、 0.5 及び $1.0(\text{mm})$ に抑える場合2.0倍をとればこれを満足できるといえる。

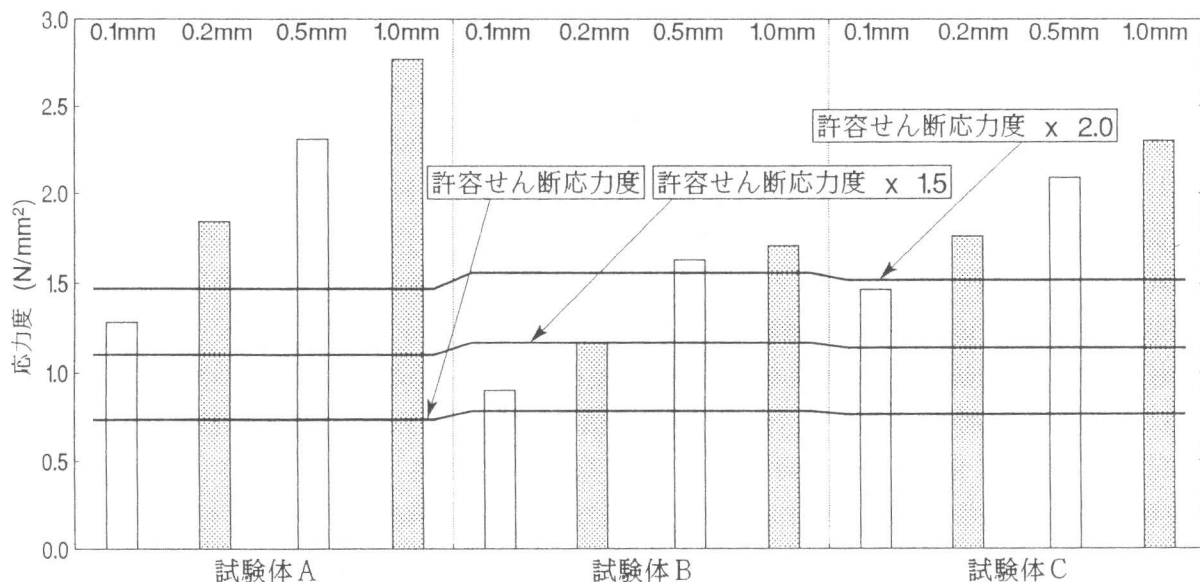


図-7 許容せん断応力度とせん断応力の比較

5. まとめ

せん断ひび割れ幅をある制限値以下に抑えることを目的に、せん断補強筋応力、せん断応力度の制限に関する基礎的な研究を行った。せん断補強筋応力に制限を設ける方法が理想的であると考えられるが、実部材におけるせん断補強筋負担分の推定には現在のところ多分に誤差を含むため、本研究では以下に3つの制限方法を示す。

- 1) せん断補強筋応力に制限を設ける方法：せん断補強筋応力を $100(\text{N/mm}^2)$ とすれば最大せん断ひび割れ幅を $0.2(\text{mm})$ に抑えることが出来る。 $100(\text{N/mm}^2)$ とすれば平均せん断ひび割れ幅を $0.1(\text{mm})$ 、 $150(\text{N/mm}^2)$ とすれば $0.2(\text{mm})$ に抑えることが出来る。
- 2) せん断応力度に制限を設ける方法：せん断応力度を $0.5(\text{N/mm}^2)$ とすれば最大せん断ひび割れ幅を $0.1(\text{mm})$ 、 $1.5(\text{N/mm}^2)$ とすれば $0.2(\text{mm})$ に抑えることが出来る。せん断応力度を $1.5(\text{N/mm}^2)$ とすれば平均せん断ひび割れ幅を $0.1(\text{mm})$ に抑えることが出来る。
- 3) 長期許容せん断応力度により制限を設ける方法：せん断応力度を長期許容せん断応力度の 1.0 倍とすれば最大せん断ひび割れ幅を $0.1(\text{mm})$ 、 1.5 倍とすれば $0.2(\text{mm})$ 、 2.0 倍とすれば 0.5 及び $1.0(\text{mm})$ 程度に抑えることが出来る。

これらは限られた数の試験結果に基づくものであり、実構造物への適用を行う場合には、スケールの影響によるひび割れの差違や繰返し载荷による影響などを含め、今後さらに検討を行っていく必要があると考える。

【参考文献】

- [1] ㈱神戸製鋼所、住友金属工業㈱、住友電気工業㈱：鉄筋コンクリート造はり、柱に用いる高強度せん断補強筋 KSS785 設計施工指針・同解説、1994
- [2] 菅野俊介ほか：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合的研究（その18：初ひび割れ時及び降伏時の剛性）、日本建築学会大会学術講演梗概集、p.p.1323～1324、1974.10
- [3] 兵庫県南部地震被災度判定体制支援会議：RC造、S造、SRC造建築物の被害と補強事例、1995（震災建物復旧・補強技術講習会テキスト）
- [4] 大久保全陸ほか：鉄筋コンクリート部材のひび割れ性状に関する定量的研究（その3：ひび割れ幅の挙動について）、日本建築学会九州支部研究報告、No.28、p.p.241～244、1985.3