

せん断補強筋を有する連続繊維補強コンクリート はりのせん断耐力の定量的評価

佐藤靖彦¹・上田多門²・角田與史雄³

¹正会員 工博 北海道大学助手 工学部 土木工学科 (〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

²正会員 工博 北海道大学助教授 工学部 土木工学科 (〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

³正会員 工博 北海道大学教授 工学部 土木工学科 (〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

本研究において、非線形有限要素解析による数値実験により連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力評価式を構築した。本せん断耐力評価式は、はりがせん断圧縮破壊を起こす場合を想定したものであり、その破壊基準を曲げ圧縮域での主応力により規定している。本評価式は、曲げ圧縮域でのコンクリートによるせん断力、曲げ圧縮域と斜めひび割れ域とを結ぶ水平領域でのコンクリートによるせん断力、斜めひび割れ域でのせん断補強筋が受け持つせん断力およびせん断補強筋以外が受け持つせん断力の和として定義される。最終的に、既往の実験結果との比較を行うことにより本評価式の妥当性を確認した。

Key Words : FRP rods, RC beams, shear strengths, shear reinforcement, non-linear finite element analysis

1. 序論

現在、連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用を目指した研究が、日本をはじめ、欧州、北米など世界的に行われている。その主たる理由は、コンクリート構造物の耐久性の向上を目的とした鉄筋の腐食問題の対策として、連続繊維補強材の利用を想定したものである。

これまでの実験的研究の成果として、連続繊維補強材を用いたコンクリート部材の基本的なせん断特性は明らかにされており、今後は、より合理的な設計方法を構築していくことが要求される。

現在提案されている連続繊維補強コンクリートはり部材のせん断耐力の評価方法^{2)~4)}は、鉄筋コンクリート部材の設計式⁵⁾に基づいたものである。これらにおいて、鋼材のみを対象として半経験式的に定量化された現在の設計式に、連続繊維補強材の鋼材とは異なる力学的特性を如何にして取り込むべきであるかに重点がおかれている。しかし、その評価方法は、研究者によりまちまちであり統一的な見解は得られていないと言える。

著者らは、連続繊維補強材の力学的特性がはりのせん断耐荷性状およびせん断耐力に如何なる影響を及ぼすものであるか解析的な検討⁷⁾を行ってきた。

本論文では、解析的に明らかにされたせん断耐荷性状を踏まえ、非線形有限要素解析を用いた数値実験によりせん断補強筋を有する連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力評価式の構築を試みる。ただし、連続繊維補強材をプレストレストコンクリートはりに適用した場合は、別報⁸⁾にゆずる。また、本論文では、主筋及びせん断補強筋が降伏しない条件で導いた連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力評価式を提示しているが、本評価式の鉄筋コンクリートはり(せん断補強筋が降伏する場合)への適用方法も、今後示す予定である。なお、本研究では、連続繊維補強材が破断することによるせん断破壊は、検討の対象外としている。

2. 数値実験の概要

(1) 解析プログラム

本研究で用いた解析プログラムは、鉄筋コンクリートはり部材のせん断問題に対して開発されたものであり、分散ひび割れモデルを用いた非線形有限要素解析プログラムである⁹⁾。

(2) 解析方法

Fig.1に本解析における要素分割の一例を示す。解

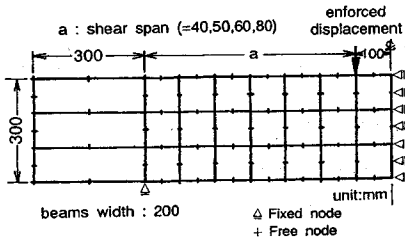


Fig.1 Finite Element Mesh

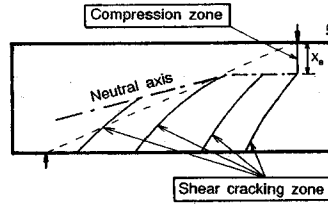


Fig.3 Assumed Compression Zone and Diagonal Cracking Zone

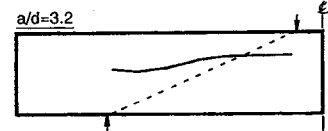
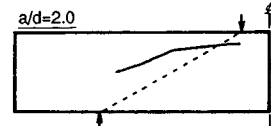
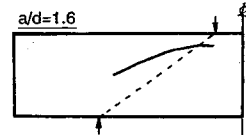


Fig.4 Position of Neutral Axis of Analyzed Specimens

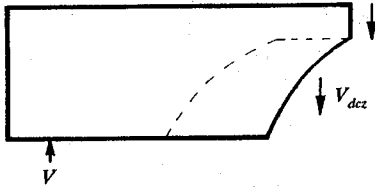


Fig.2 Shear Resisting Model

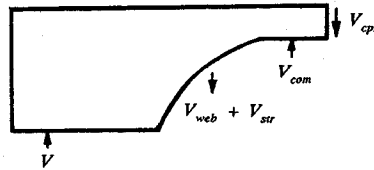


Fig.5 Shear Resisting Model

析対象として2点集中荷重を受ける単純ばりを選定する。解析においては、その対称性を考慮し半スパンのみモデル化している。また、はり供試体に直接強制変位を与えることにより解析を行っている。

(3) 解析変数

せん断力に及ぼす要因は数多く存在することが指摘されているが、本研究では以下に示す解析変数を設定し(括弧内の数値は各変数の値を示す)、コンクリート強度が44MPa、せん断スパン比が2.4、主筋の剛性が4944MPa、せん断補強筋の剛性が137MPaである解析供試体を基準として合計36体の解析を行っている。

- ①コンクリート強度 ($f'_c=20, 29, 44\text{MPa}$)
- ②せん断スパン比 ($a/d=1.6, 2.0, 2.4, 3.2$)
- ③主筋の剛性 ($p_s E_s=1236, 2472, 4944, 7416\text{MPa}$)
- ④せん断補強筋の剛性 ($p_w E_w=137, 412, 824, 1235\text{MPa}$)

ここに、

- p_s : 主筋比
- E_s : 主筋の弾性係数
- p_w : せん断補強筋比
- E_w : せん断補強筋の弾性係数

本研究では、補強筋比とともに補強筋の弾性係数を考慮するべく、解析変数として補強筋比と弾性係数を掛け合わせた剛性を設定している。このことは、剛性が等しく補強筋が降伏しなければ、弾性係数が異なってもその解析によって得られる力学的諸性状は等しいことを意味し、耐力及び変形は一致することを確認している⁷⁾。

せん断スパン比が非常に小さい場合には、載荷板幅の影響が大きいことが実験および解析的に示されているが⁹⁾、本研究では載荷板の影響を考慮しないものとした。また、圧縮補強筋の効果に関しても、本研究では取り扱わない。

(4) 解析における破壊形式

本解析における破壊は、荷重のピーク時に曲げせん断スパンにおける載荷点そばの圧縮域内のコンクリートが軟化を起こすことによるものである。つまり、実際の破壊形式におけるせん断圧縮破壊に対応する。よって、数値実験により得られる本せん断耐力評価式は、せん断圧縮破壊を起こすはりに対し適用されるものである。

3. 連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力評価式

(1) せん断耐荷モデル

Fig.2に示す斜めひび割れを持つはり部材を考えた場合、作用せん断力は、コンクリート圧縮域が受け持つせん断力 (V_{cpz}) と斜めひび割れ域が受け持つせん断力 (V_{dcz}) の和として表される。

$$V = V_{cpz} + V_{dcz} \quad (1)$$

式(1)における V_{cpz} は中立軸により定義される圧縮域(以下「曲げ圧縮域」と言う)で受け持つせん断力である。また、 V_{dcz} はせん断補強筋が受け持つせん断力 (V_{web}) とせん断補強筋以外が受け持つせん断力 (V_{str}) の和として定義される。

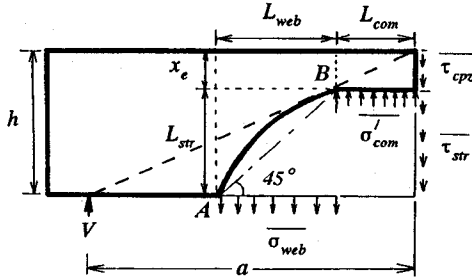


Fig.6 Distribution of Shear Resisting Stresses

$$V = V_{cpz} + V_{web} + V_{str} \quad (2)$$

斜めひび割れ域は、ガウスポイント（数値積分により応力ベクトルや荷重ベクトルの計算を行う際の積分点）での斜めひび割れ角度を結んでできる経路である。よって、中立軸位置に進展する斜めひび割れは、Fig.3に示すごとく種々存在するが、その中で、載荷点と支点とを結ぶ線と中立軸との交点付近に進展する斜めひび割れで受け持つせん断力が最も大きくなる傾向にあった。本研究では、載荷点直下の曲げ圧縮域を破壊断面と考え、この破壊断面と斜めひび割れ域で受け持つせん断力がより卓越する斜めひび割れ域を結び付けることとする。

Fig.4はせん断スパン比（以下「 a/d 」と言う）が、1.6、2.0、3.2である本解析供試体の部材断面内の軸方向ひずみより得た曲げせん断領域における中立軸深さを表す（図中の実線）。どの供試体においても中立軸深さは、載荷点と支点を結ぶ直線との交点付近を境として、その深さが変化していることが観察される。はりの中立軸は、載荷点から交点まではほぼ一定の深さにあり、そこから支点方向に向かいより深くなる。そこで、この中立軸位置に基づき、斜めひび割れ域と曲げ圧縮域とを結ぶ抵抗断面を部材軸に対し水平と仮定し、次式で表されるせん断耐荷モデルを設定する（Fig.5参照）。

$$V = V_{cpz} + V_{web} + V_{str} - V_{com} \quad (3)$$

ここに、

- V_{cpz} : 曲げ圧縮域でのコンクリートが受け持つせん断力
- V_{web} : 斜めひび割れ域でのせん断補強筋が受け持つせん断力
- V_{str} : 斜めひび割れ域でのせん断補強筋以外が受け持つせん断力
- V_{com} : 水平領域でのコンクリートが受け持つせん断力

これらのせん断力は、Fig.5に示す抵抗断面に沿う

各ガウスポイントが受け持つ領域面積に、ガウスポイントでの各応力を乗じたものの和を取ることでより求めるものである。解析において、曲げ圧縮域でのコンクリートが受け持つせん断力は、コンクリートのせん断応力（コンクリートの軟化が観察された載荷点から支点側に11.3mmの位置）により算出し、水平領域でのせん断力は、コンクリートの圧縮応力により算出する。また、斜めひび割れ域でのせん断補強筋が受け持つせん断力は、コンクリートと補強筋との面積比を考慮したそれぞれの引張応力を足し合わせた応力により算出する。また、せん断補強筋以外が受け持つせん断力は、せん断伝達応力により算出する。ただし、本研究で用いているせん断伝達モデル(李・前川モデル)¹⁰は、はりのせん断ひび割れに適用する場合において、実際に伝達されている応力よりも多少大きな伝達応力を算定するため、本解析で用いるせん断伝達モデルにより計算されるせん断力で、ダウエル作用により伝達されるせん断力も考慮できるものとしている⁷。

上述したように式(3)における各せん断力は、各領域の抵抗応力を積分することにより得られるものであるが、各領域における平均値を用いると、式(3)は次式のように簡単に表される（Fig.6参照）。

$$V = bx_e \overline{\tau_{cpz}} + p_w b L_{web} \overline{\sigma_{web}} + b L_{str} \overline{\tau_{str}} - b L_{com} \overline{\sigma_{com}} \quad (4)$$

ここに、

- $\overline{\tau_{cpz}}$: 曲げ圧縮域での平均せん断応力
- $\overline{\sigma_{web}}$: 斜めひび割れ域でのせん断補強筋の平均引張応力
- $\overline{\tau_{str}}$: 斜めひび割れ域でのせん断補強筋以外が受け持つせん断力による平均せん断応力
- $\overline{\sigma_{com}}$: 水平領域でのコンクリートの平均圧縮応力
- L_{web} : 斜めひび割れ域の部材軸水平投影長さ
- L_{str} : 斜めひび割れ域の部材軸垂直投影長さ
- L_{com} : 水平領域の長さ
- x_e : 曲げ圧縮域深さ
- b : 断面幅
- p_w : せん断補強筋比

本論文において、解析により得られた中立軸位置に基づき、斜めひび割れ域と曲げ圧縮域とを結ぶ抵抗断面を部材軸に対し平行と仮定したことを先に述べたが、この仮定により水平領域長さは、次式により求められる（Fig.6参照）。

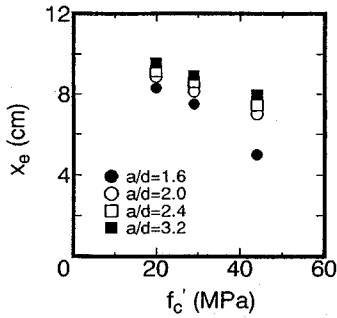


Fig.7 Relationships between Size of Compression Zone and Concrete Strength ($p_w E_s=4944$ MPa, $p_w E_w=137$ MPa)

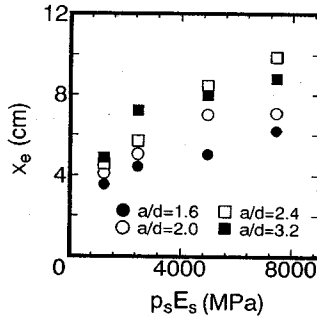


Fig.9 Relationships between Size of Compression Zone and Stiffness of Main Reinforcement ($f'_c=44$ MPa, $p_w E_w=137$ MPa)

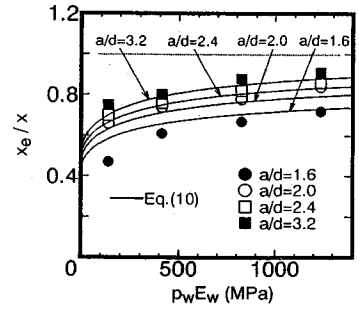


Fig.11 Relationships between Normalized Size of Compression Zone and Stiffness of Shear Reinforcement ($f'_c=44$ MPa, $p_s E_s=4944$ MPa)

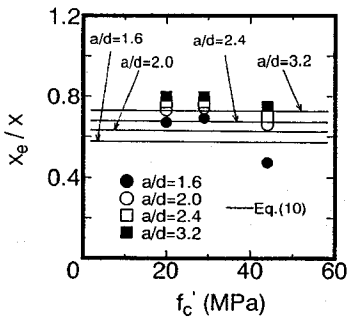


Fig.8 Relationships between Normalized Size of Compression Zone and Concrete Strength ($p_s E_s=4944$ MPa, $p_w E_w=137$ MPa)

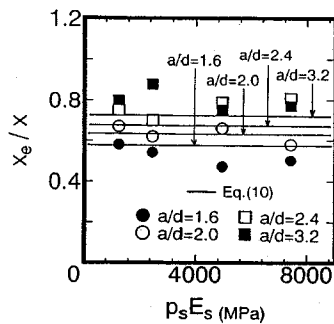


Fig.10 Relationships between Normalized Size of Compression Zone and Stiffness of Main Reinforcement ($f'_c=44$ MPa, $p_w E_w=137$ MPa)

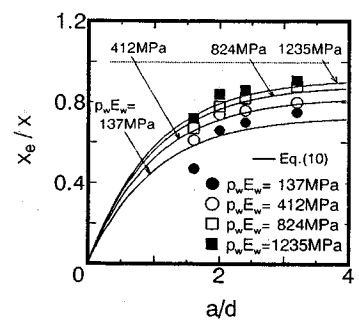


Fig.12 Relationships between Normalized Size of Compression Zone and a/d ($f'_c=44$ MPa, $p_s E_s=4944$ MPa)

$$L_{com} = \frac{a}{h} x_e \quad (a > h) \quad (5)$$

また、本研究では斜めひび割れの始点 (Fig.6の点A) と終点 (Fig.6の点B) を結ぶ線が部材軸に対し 45° の角度をもつものとする。これは、本解析結果において、解析変数の大きさによらず、斜めひび割れ域の始点と終点を結ぶ直線の角度が概ね 45° であったことによる。よって、斜めひび割れの各投影長さが、部材高さ (h) から曲げ圧縮域深さ (x_e) を差し引いた値に等しくなる。

$$L_{str} = L_{web} = h - x_e \quad (6)$$

せん断スパンが、はり高さより小さくなるようなディープビームに対しては、载荷点と支点とを結ぶ線が部材軸となす角度は 45° より大きくなる。したがって、本せん断耐力評価式は、せん断スパンが部材高さより大きいはり部材 ($a > h$) に対し適用するも

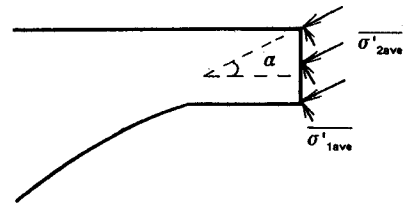


Fig.13 Principal Stress State at Compression Zone

のとする。

最終的に、破壊断面での曲げ圧縮域深さ x_e が与えられることにより、式(5)および式(6)より各応力の分布領域が一義的に決定されることとなるが、本数値実験において、先に示した解析変数により式(4)における分布領域および抵抗応力がどのような影響を受けるものであるか検討する。

(2) 破壊断面の曲げ圧縮域深さ

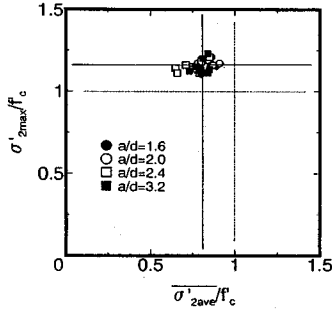


Fig.14 Relationships between Maximum Principal Stress and Average Principal Stress

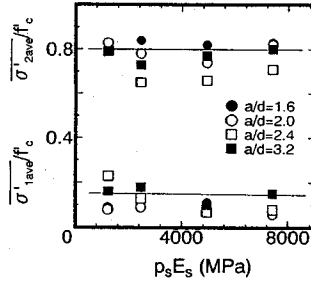


Fig.16 Relationships between Average Principal Stress and Stiffness of Main Reinforcement ($f'_c=44\text{MPa}$, $p_w E_w=137\text{MPa}$)

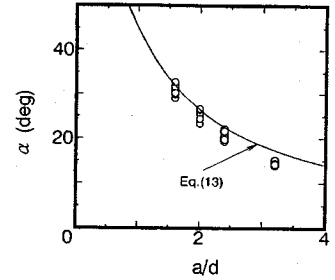


Fig.18 Relationships between Angle of Principal Stress and a/d

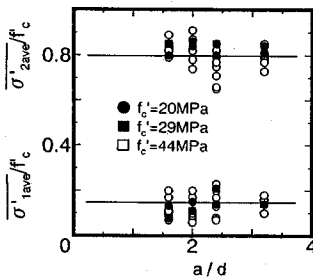


Fig.15 Relationships between Average Principal Stress and a/d

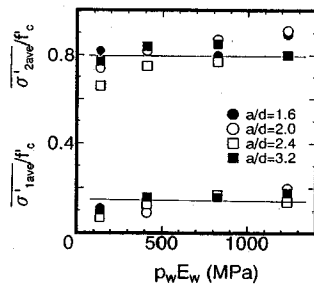


Fig.17 Relationships between Average Principal Stress and Stiffness of Shear Reinforcement ($f'_c=44\text{MPa}$, $p_s E_s=4944\text{MPa}$)

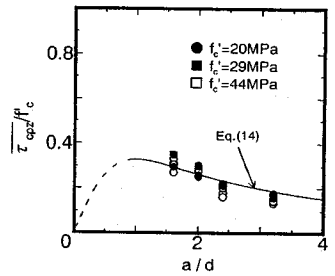


Fig.19 Relationships between Average Shear Stress at Compression Zone and a/d

曲げ理論においては、長方形単鉄筋断面の圧縮域深さ (x) は、次式で表されるように主筋比 p_s と鉄筋とコンクリートとの弾性係数比 n により求めることができる。

$$x = kd \quad (7)$$

$$k = -np_s + \sqrt{(np_s)^2 + 2np_s} \quad (8)$$

ここで、 d は、はりの有効高さを表す。

曲げせん断領域の曲げ圧縮域深さは、斜めひび割れの影響により式(7)より得られる曲げ理論値より減少すること、およびその減少傾向はせん断補強筋の弾性係数が小さい程顕著に現れるものであった⁷⁾。

Fig.7は、異なるせん断スパン比に対する数値実験より得られた終局時における曲げ圧縮域深さ x_e とコンクリート強度との関係を示すものである。せん断スパン比が小さいものの方が、曲げ圧縮域深さは小さい。この曲げ圧縮域深さは、斜めひび割れに起因しせん断変形が増加することにより、平面保持が成り立たず曲げ理論値より小さくなるものと考えれば、 a/d が小さいものほどせん断変形が大きく、その結果

として曲げ圧縮域がより減少するものと考えられることができる。

また、Fig.7より曲げ圧縮域深さは、コンクリート強度の増加とともに低下することが明かである。一方、Fig.8は、解析により得られた x_e を式(7)より求めた弾性計算値で除した値とコンクリート強度の関係を示すものである。これより、 a/d が1.6である場合を除いて、コンクリート強度によらず概ね一定の値を示すと言えそうである。それゆえ、式(7)を用いてコンクリート強度による x_e の大きさの違いを説明できるものと考えることとする。ただし、本研究では、コンクリート強度と弾性係数の関係を、次式⁹⁾により与えることとした。

$$E_c = \left[2.2 + \frac{f'_c - 18}{6} \cdot 0.3\right] \times 10^4 \quad \text{for } f'_c < 30 \text{ MPa} \quad (9a)$$

$$E_c = \left[2.8 + \frac{f'_c - 30}{10} \cdot 0.3\right] \times 10^4 \quad \text{for } 30 < f'_c < 40 \text{ MPa} \quad (9b)$$

$$E_c = \left[3.1 + \frac{f'_c - 40}{10} \cdot 0.2\right] \times 10^4 \quad \text{for } f'_c > 40 \text{ MPa} \quad (9c)$$

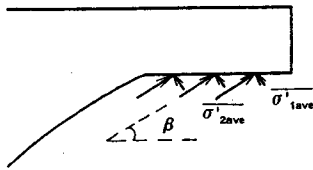


Fig.20 Principal Stress State at Horizontal Zone

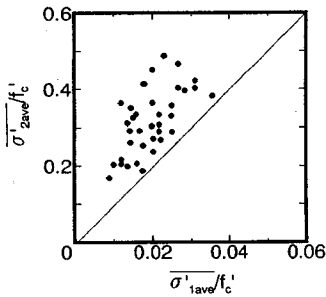


Fig.21 Average Principal Stresses at Horizontal Zone

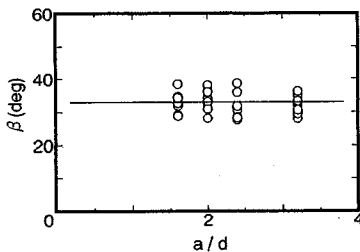


Fig.26 Relationships between Angle of Principal Stress at Horizontal Zone and a/d

Fig.9は、主筋の剛性と圧縮域深さ x_c との関係を示すものであるが、これより主筋の剛性が大きなものほど曲げ圧縮域が深いことが明かである。Fig.10は、 x_c を曲げ理論値 x で除して正規化した圧縮域深さと主筋の剛性との関係を表すものである。この場合もコンクリート強度同様、式(7)により得られる曲げ理論値 x により主筋の剛性の影響を考慮できる。

Fig.11とFig.12は、曲げ圧縮域深さ x_c を曲げ理論値 x で除した値とせん断補強筋の剛性、および a/d との関係を示すものであるが、いずれの a/d に対してもせん断補強筋の剛性が小さいほど曲げ圧縮域深さが小さくなることが明らかである。そこで、曲げ圧縮域深さの予測式をせん断補強筋の剛性と a/d の関数として以下の式により与える。

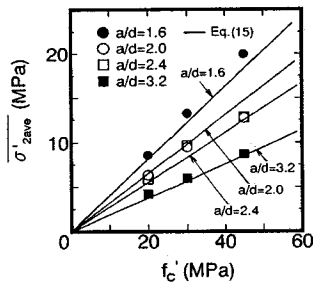


Fig.22 Relationships between Average Principal Stress at Horizontal Zone and Concrete Strength ($p_w E_w = 4944 \text{ MPa}$, $p_w E_w = 137 \text{ MPa}$)

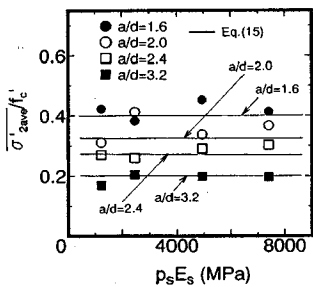


Fig.23 Relationships between Average Principal Stress at Horizontal Zone and Stiffness of Main Reinforcement ($f'_c = 44 \text{ MPa}$, $p_w E_w = 137 \text{ MPa}$)

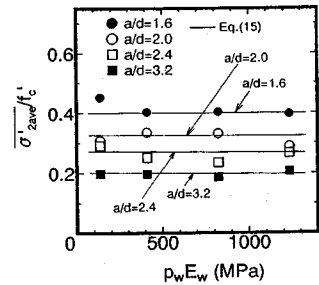


Fig.24 Relationships between Average Principal Stress at Horizontal Zone and Stiffness of Shear Reinforcement ($f'_c = 44 \text{ MPa}$, $p_s E_s = 4944 \text{ MPa}$)

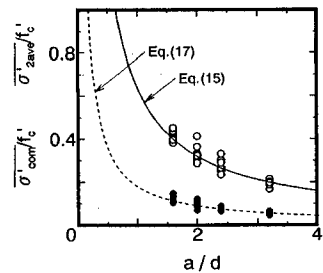


Fig.25 Relationships between Average Stresses at Horizontal Zone and a/d

$$\frac{x_c}{x} = \frac{1 - e^{-\left(\frac{a}{d}\right)}}{1 + 3.2 \cdot 0.12(p_w E_w)^{0.4}} \quad (10)$$

図中の実線は、式(10)による予測値を示すものであり、数値実験解析結果の傾向を概ね捉えていると言える。全解析供試体に対する解析値と式(10)により得られる予測値との比の平均は1.06(変動係数10%)であった。

(3) 曲げ圧縮域でのコンクリートの平均せん断応力

ここでは、せん断圧縮破壊を起こす場合の破壊基準、および曲げ圧縮域における平均せん断応力(τ_{cpz})の予測式の構築を行う。過去に、著者らがせん断耐荷性状の比較を行った解析供試体は、曲げ圧縮域での平均せん断応力および平均圧縮応力がある一定のレベルで破壊を起こすものであったが、本論文では、曲げ圧縮域における主応力に着目し検討を行う(Fig.13参照)。

Fig.14は、終局時において曲げ圧縮域で最も大きな圧縮応力を示していた Gauss ポイントでの最小主

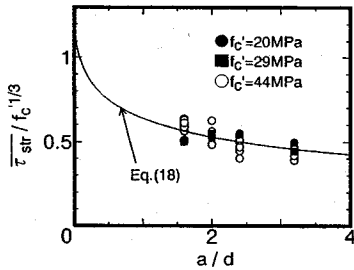


Fig.27 Relationships between Average Shear Stress at Shear Cracking Zone and a/d

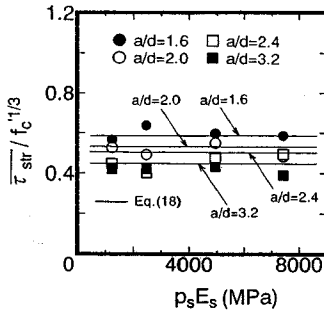


Fig.28 Relationships between Average Shear Stress at Shear Cracking Zone and Stiffness of Main Reinforcement (f_c')
= 44MPa , $p_s E_s = 137\text{MPa}$

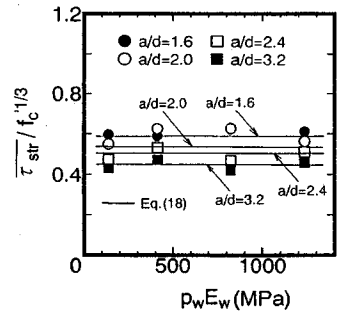


Fig.29 Relationships between Average Shear Stress at Shear Cracking Zone and Stiffness of Shear Reinforcement (f_c')
= 44MPa , $p_s E_s = 4944\text{MPa}$

応力 ($\sigma'_{2\max}$) と曲げ圧縮域全体での最小主応力の平均値 ($\sigma'_{2\text{ave}}$) との関係を示す。両者はコンクリート強度で除すことにより正規化されたものである。

終局時の曲げ圧縮域は、平均応力が1軸圧縮強度の0.8倍程度であるのに対し、最大応力は1軸圧縮強度の1.2倍程度に達していることが明かである。曲げ圧縮域においては、2軸圧縮応力下にあるためその最大圧縮主応力は1軸圧縮強度より大きな応力となっていることによる。Fig.15は、曲げ圧縮域における最大主応力の平均値 ($\sigma'_{1\text{ave}}$) 及び最小主応力の平均値 ($\sigma'_{2\text{ave}}$) と a/d との関係を示す。図より若干ばらつきはあるものの a/d によらず最小主応力の平均値は、1軸圧縮強度のほぼ80%、また最大主応力の平均値は、ほぼ15%程度となっているものと考えることができる。また、これらの応力値は、コンクリート強度にもよらず概ね等しい (Fig.15参照)。一方 Fig.16 および Fig.17 は、それぞれ主筋の剛性およびせん断補強筋の剛性と主応力の平均値との関係を示す。これらより、 a/d の大きさとともに補強筋の剛性の大きさによる影響は観察されず、ほぼ一定の主応力となっていることが明かである。そこで本研究では、はりがせん断圧縮破壊する場合の破壊基準として以下のような限界応力値 (σ'_u) を曲げ圧縮域での平均主応力に対して設定する。

$$\frac{\sigma'_{2u}}{f'_c} = 0.80 \quad (11)$$

$$\frac{\sigma'_{1u}}{f'_c} = 0.15 \quad (12)$$

式(11)および式(12)により与えられる破壊基準は、

a/d によらず適用するものである。しかし、主応力の作用方向、つまり主応力角度は a/d により異なる。Fig.18は、曲げ圧縮域の主応力角度と a/d の関係を示す。 a/d が小さくなるにつれ主応力角度が大きくなることが明かである。この主応力角度は、コンクリート強度、主筋およびせん断補強筋の剛性の影響を受けないものであった。そこで本研究では、主応力角度を a/d のみの関数として以下のように与えることとした。

$$\tan \alpha = \left(\frac{a}{d}\right)^{-1} \quad (13)$$

Fig.18中の実線は、式(13)による予測値を示すものであるが、本解析結果と良い一致を見ることができ。

最終的に曲げ圧縮域における抵抗応力 $\overline{\tau}_{cpz}$ は、式(11)から式(13)より、主応力のせん断応力成分として以下のように与えられる。

$$\frac{\overline{\tau}_{cpz}}{f'_c} = 0.65 \sin \alpha \cos \alpha \quad (14)$$

Fig.19は、曲げ圧縮域でのせん断抵抗応力 $\overline{\tau}_{cpz}$ と a/d との関係を表すものであるが、 a/d が小さくなるほど平均せん断応力が増加する傾向を式(14)による予測値は、的確に表現できることが明かである。全解析供試体における解析値と式(14)により得られる予測値との比の平均は0.97 (変動係数13%) であった。

ただし、この予測式によると、その数学的な性質より主応力角度が45度以上において a/d が小さくなるにつれ $\overline{\tau}_{cpz}$ が減少することとなる。これは、 a/d

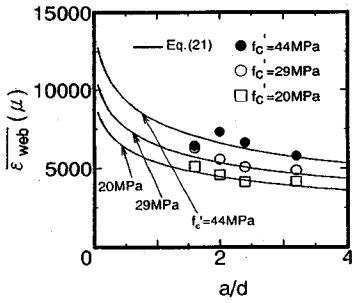


Fig.30 Relationships between Average Stirrup Strain and a/d ($p_s E_s = 4944 \text{MPa}$, $p_w E_w = 137 \text{MPa}$)

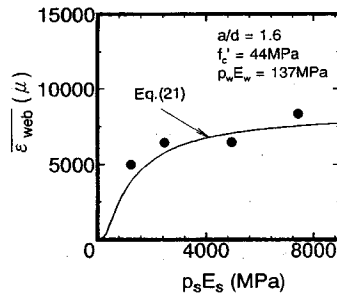


Fig.31 Relationships between Average Stirrup Strain and Stiffness of Main Reinforcement

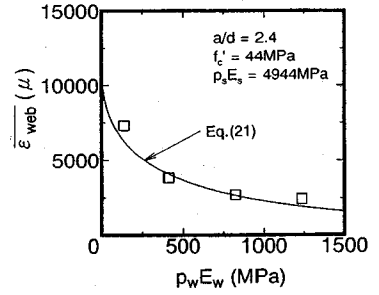


Fig.32 Relationships between Average Stirrup Strain and Stiffness of Shear Reinforcement

が1以下である場合に対応するが、本研究ではこの範囲に対する詳細な検討は行っていない。

(4) 水平領域でのコンクリートの平均圧縮応力

Fig.20は、水平領域におけるコンクリートの主応力状態を示す。すべての解析供試体において、水平領域における最大主応力の平均値 (σ'_{1ave}) は最小主応力の平均値 (σ'_{2ave}) の10%以下となっており、最小主応力のみが作用する1軸圧縮応力状態と見なしても大きな差はない (Fig.21参照)。また、その最小主応力の大きさはコンクリート強度に比例するものである (Fig.22参照)

Fig.23とFig.24は、それぞれ主筋およびせん断補強筋の剛性と最小主応力の平均値との関係を示す。これによれば、終局時の水平領域における最小主応力は、補強材の剛性の影響を受けず a/d により固有の値を持つものと言える。その最小主応力の平均値と a/d との関係を示すものが、Fig.25である。これより、水平領域における主応力は a/d が小さなもの程より大きくなる事が明かである。そこで、この最小主応 σ'_{2ave} は、 a/d とコンクリート強度の関数として次式により与えることとする。

$$\frac{\sigma'_{2ave}}{f'_c} = 0.64 \left(\frac{a}{d}\right)^{-1} \quad (15)$$

式(15)を各図中に実線で示すが、有限要素解析結果を適切に表現していることが明かである。

一方、水平領域での主応力角度 β は、Fig.26に示すように a/d によらず概ね一定の角度となっていることが明かである。この結果において、コンクリート強度、主筋およびせん断補強筋の剛性の大きさの影響は観察されていない。そこで主応力角度を、全

データの平均値である 32° と一定とし、式(15)で表される主応力 σ'_{2ave} を座標変換することにより水平領域における平均圧縮応力を求めることとする。

$$\sigma'_{com} = \sigma'_{2ave} \sin^2 \beta \quad \beta = 32^\circ \quad (16)$$

$$\frac{\sigma'_{com}}{f'_c} = 0.18 \left(\frac{a}{d}\right)^{-1} \quad (17)$$

Fig.25における点線は、式(17)による予測値を示すものであるが、有限要素解析結果を的確に捉えていることが明かである。全解析供試体における解析値と式(17)により得られる予測値との比の平均は0.98 (変動係数8.8%)であった。

(5) 斜めひび割れ域での平均せん断応力

Fig.27は、斜めひび割れ域でのせん断補強筋以外による平均せん断応力 τ_{sr} と a/d の関係を示す。図より明かなように、平均せん断応力をコンクリート強度の1/3乗で除すことによりコンクリート強度の影響を概ね評価できている。なお、本解析プログラムで用いているせん断伝達モデルにおいて、骨材の噛み合わせによる伝達応力は、コンクリート強度の1/3乗に比例するものである¹⁰⁾。また、せん断応力 τ_{sr} は、 a/d が小さくなるにつれ若干ではあるが大きくなる傾向にある。これは、 a/d が小さくなるほどせん断変形が増加することにより、その結果としてせん断補強筋以外のせん断力によるせん断伝達応力が大きくなるものと考えられることができる。

Fig.28およびFig.29は、せん断応力 τ_{sr} と主筋の剛性およびせん断補強筋の剛性との関係を示すものである。本解析結果からは、主筋およびせん断補強

筋の剛性により明確な傾向は観察されない。よって、せん断応力は、補強筋の剛性によらず一定値を取るもの¹¹⁾と考えることとする。最終的に、せん断応力 τ_{sr} は a/d とコンクリート強度の関数として次式により与える。

$$\frac{\tau_{sr}}{f_c^{1/3}} = \frac{1.28}{\sqrt{a/d+1}} \quad (18)$$

先に示した Fig.27 に、式(18)による予測値を実線で示すが、本予測式は、有限要素解析結果を概ね評価できていることが明かである。全解析供試体における解析値と式(18)により得られる予測値との比の平均は1.00 (変動係数9.2%) であった。

(6) 斜めひび割れ域でのせん断補強筋の平均ひずみ

本せん断耐荷モデルにおいて、せん断補強筋が受け持つせん断力 (V_{web}) は、次式により求めるものである。

$$V_{web} = (bL_{web})p_w \overline{\sigma_{web}} \quad (19)$$

せん断補強筋が降伏しないならば、式(19)は次式のように表すことができる。

$$V_{web} = (bL_{web})(p_w E_w) \overline{\epsilon_{web}} \quad (20)$$

ここに、

- $\overline{\sigma_{web}}$: 斜めひび割れ域でのせん断補強筋の平均引張応力
- $p_w E_w$: せん断補強筋の剛性
- $\overline{\epsilon_{web}}$: 斜めひび割れ域でのせん断補強筋の平均ひずみ
- bL_{web} : 斜めひび割れ域の部材軸水平投影面積

従って、斜めひび割れ域でのせん断補強筋の平均ひずみが定量化されるならば、せん断補強筋が受け持つせん断力が予測可能となる。

Fig.30は、終局時のせん断補強筋の平均ひずみと a/d との関係を示すものである。一般に、せん断補強筋のひずみは、同荷重において a/d が大きな程大きくなる¹¹⁾。これは、斜めひび割れがどの荷重レベルで発生するかに関係する為である。しかし、本解析結果において、終局時の斜めひび割れ域でのせん断補強筋の平均ひずみは、 a/d が1.6から3.2の範囲では、 a/d が小さなものほど大きくなる事が明かである。また、せん断補強筋の平均ひずみは、コンクリート強度が大きいもの程大きい。

Fig.31は、平均ひずみと主筋の剛性との関係を示す。せん断補強筋の平均ひずみは主筋の剛性が大きい

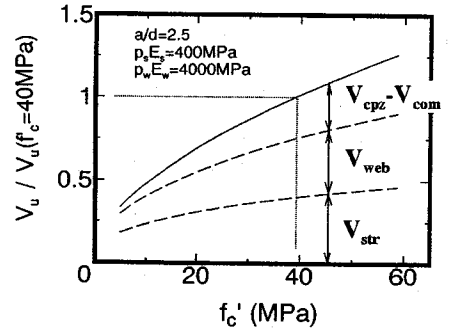


Fig.33 Relationships between Shear Strength and Concrete Strength

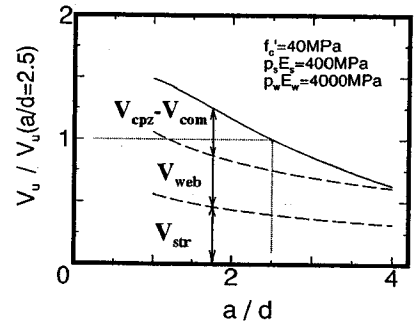


Fig.34 Relationships between Shear Strength and a/d

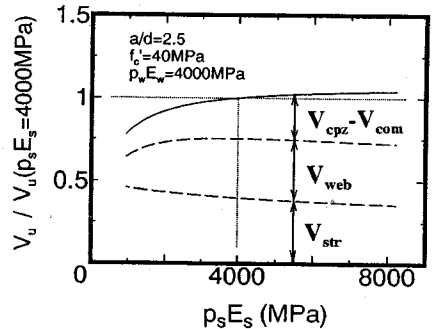


Fig.35 Relationships between Shear Strength and Stiffness of Main Reinforcement

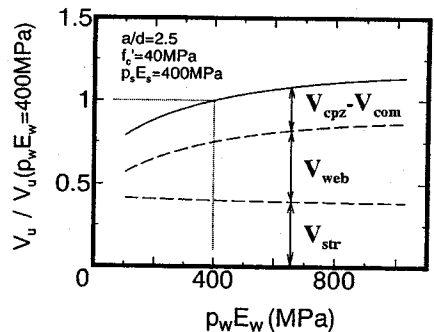


Fig.36 Relationships between Shear Strength and Stiffness of Shear Reinforcement

Table 1 Test Specimens

	a/d	f _c ' (MPa)	P _s E _s (MPa)	P _w E _w (MPa)
Ref.13	3.1~3.2	39~42	1963~9574	48~242
Ref.14	2.4	38~41	2800~9826	297~493
Ref.15	2.5	30~38	518~1986	114~325
Ref.16	3.0	44	982	56
Ref.17	2.7	45	513	224~654
Ref.18	3.0	57~59	6588	116~274

程、増加することが明かである。一方Fig.32は、平均ひずみとせん断補強筋の剛性との関係を示すものであるが、せん断補強筋の剛性が増加するにつれ、平均ひずみは小さくなる傾向にあることが明かである。

以上の傾向を踏まえ、各解析変数に対するせん断補強筋の平均ひずみの予測式を検討した結果、次式を得た。

$$\bar{\epsilon}_{web} = 0.0053 \frac{\sqrt{f'_c}}{\sqrt{a/d + 1}} e^{\left(-\frac{1000}{P_s E_s} - 0.05 \sqrt{P_w E_w}\right)} \quad (21)$$

各図中の実線は、式(21)による予測値を示すものである。各々の図より明らかなように、せん断スパン比、コンクリート強度、主筋およびせん断補強筋の剛性に対して、それらが終局時のせん断補強筋の平均ひずみに与える傾向を概ね捉えることができる。全解析供試体における解析値と式(21)により得られる予測値との比の平均は1.02(14.8%)であった。

4. 本せん断耐力評価式に対する評価

(1) せん断耐力評価式と各影響因子との関係

ここで、前節において構築されたせん断耐力評価式によって算定されるせん断耐力が、コンクリート強度、せん断スパン比、主筋の剛性、せん断補強筋の剛性の大きさによりどのような影響を受けるものであるかを示す。

a) コンクリート強度の影響

Fig.33は、コンクリート強度とせん断耐力との関係を示す。ここでは、主筋およびせん断補強筋の剛性、せん断スパン比を一定として、コンクリート強度が40MPaである場合のせん断耐力を基準としている。60MPaでのせん断耐力は、20MPaでのその約2倍となっており、算定されたせん断耐力はコンクリート強度の影響を大きく受けることが明かである。

b) せん断スパン比の影響

Fig.34は、せん断スパン比とせん断耐力との関係を示す。ここでは、せん断スパン比a/dが2.5である場合のせん断耐力を基準としている。せん断耐力は、せん断スパン比が小さくなるにつれ増加する傾向にある。この場合、せん断スパン比が大きくなると、斜めひび割れ域が受け持つせん断力(V_{web}+V_{str})の占める割合が大きく、a/dが小さくなるにつれ、その割合は減少する。本耐荷モデルにおいて、斜めひび割れ域で受け持つせん断力がトラス的な作用によるせん断力を、また、圧縮域で受け持つせん断力がそれ以外の作用によるせん断力を表していると考えられるならば、a/dが小さくなるにつれ、トラス以外によるせん断力が大きくなると言える。

c) 主筋の剛性の影響

Fig.35は、主筋の剛性とせん断耐力との関係を示す。ここでは、主筋の剛性が4000MPaである場合のせん断耐力を基準としている。主筋の剛性が大きくなれば、せん断耐力は増加する傾向にあるものの、剛性が大きくなるにつれその増加割合は鈍化する。この場合、主筋の剛性が8000MPaである時のせん断耐力は4000MPaである時と比較して10%程度の耐力増加でしかない。各せん断力をみると、主筋の剛性の増加により、圧縮部コンクリートでのせん断力の占める割合は徐々に増加するが、斜めひび割れ域でのせん断力の占める割合は、主筋の剛性が低いレベル(およそ4000MPaまで)では剛性の増加に伴い大きくなるものであるが、それ以降、逆に減少する傾向にある。

d) せん断補強筋の剛性の影響

Fig.36は、せん断補強筋の剛性とせん断耐力との関係を示す。ここでは、せん断補強筋の剛性が400MPaであるものを基準としている。現在のトラス理論に基づく鉄筋コンクリートはりのせん断耐力評価式⁹⁾は、補強筋比(剛性)の増加に対し直線的にせん断耐力が大きくなるものであるが、本せん断耐力評価式により得られたせん断耐力は、せん断補強筋の剛性が大きくなるにつれ緩やかに増加するものである。これは実験的に求められた耐力算定式¹²⁾における傾向と類似している。

(2) 本せん断耐力式の既往の実験結果による評価

ここで既往の実験結果との比較により本せん断耐力式の妥当性および適用範囲を示す。ここで用いた実験データは、著者らの研究グループの実験結果を含めた5つの研究グループによる合計24体の主筋およびせん断補強筋に連続繊維補強材を用いたRCはりである^{13)~18)}。その概要をTable 1に示す。なお、こ

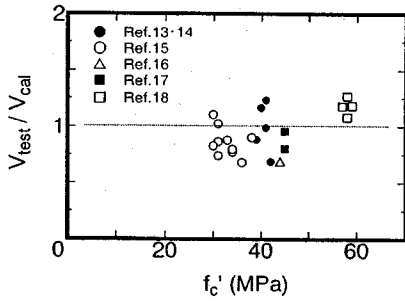


Fig.37 Relationships between Shear Strength Ratio and Concrete Strength

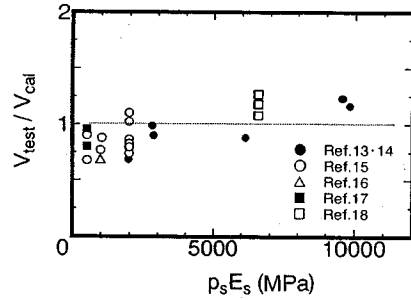


Fig.39 Relationships between Shear Strength Ratio and Stiffness of Main Reinforcement

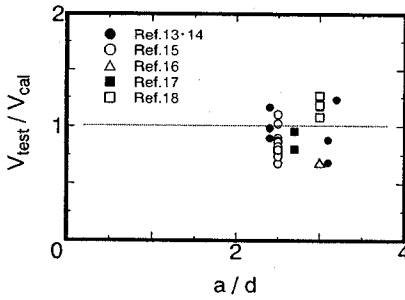


Fig.38 Relationships between Shear Strength Ratio and a/d

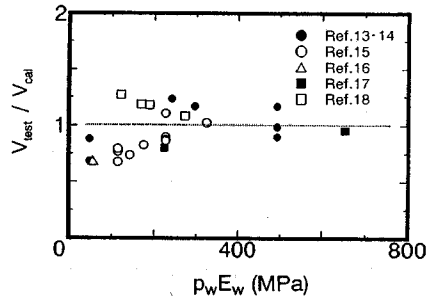


Fig.40 Relationships between Shear Strength Ratio and Stiffness of Shear Reinforcement

では、せん断補強筋の破断が観察されていないデータのみ用いている。

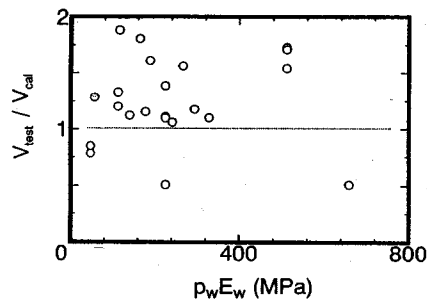
全データに対するせん断スパン比、コンクリート強度、主筋の剛性、せん断補強筋の剛性と実験値を計算値で除した値（以下「耐力比」と言う）との関係を Fig.37から Fig.40に示す。

Fig.37, Fig.38より、耐力比にはコンクリート強度およびせん断スパン比の大きさによる影響は特に観察されない。しかし、主筋の剛性およびせん断補強筋の剛性の大きさによる影響は明らかに存在する (Fig.39・Fig.40)。主筋の剛性が1000MPaより小さいデータおよび、せん断補強筋の剛性が100MPaより小さいデータに対して、せん断耐力比が1以下となっている。主筋およびせん断補強筋の剛性が小さい場合には、せん断補強筋を持たない比較的a/dが大きいはり部材と同様に、一本の斜めひび割れが支配的な斜め引張破壊を起こす。しかし、本研究で用いた解析プログラムは斜め引張破壊を正確に追跡できないために、数値実験より導かれた本せん断耐力評価式において、主筋やせん断補強筋の剛性が小さい場合にはその耐力を大きく評価するものと考えられる。よって、本せん断耐力式により耐力を予測する上で、主筋およびせん断補強筋の剛性に対する最小値を与える必要がある。しかしながら、破壊モード

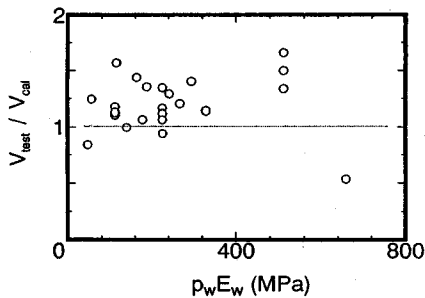
に与える主筋の剛性とせん断補強筋の剛性の影響は相互に依存する為に、24体と少ない実験データとの比較では、その最小値を明確に示すことができない。ただし、主筋の剛性が1000MPaより小さい場合およびせん断補強筋の剛性が100MPaより小さい場合に対するせん断耐力比の平均は0.84（変動係数13%）であるのに対し、主筋の剛性が1000MPa以上でせん断補強筋の剛性が100MPa以上の場合に対するせん断耐力比の平均は1.07（変動係数17%）であり、この範囲の剛性を有するはりに対し、本せん断耐力式を適用することができるものと言える。

Fig.41は、横井ら²⁾、丸山ら³⁾、鳥取ら⁴⁾により提案されているせん断耐力式より求めたせん断耐力比とせん断補強筋の剛性との関係を示す。全データに対する耐力比の平均は、横井らの式に対して1.25（変動係数29%）、丸山らの式に対して1.19（変動係数20%）、鳥取らの式に対して0.90（変動係数25%）であった。これらの中では、鳥取らによる算定式が、最も実験値との対応が良いものと言える。

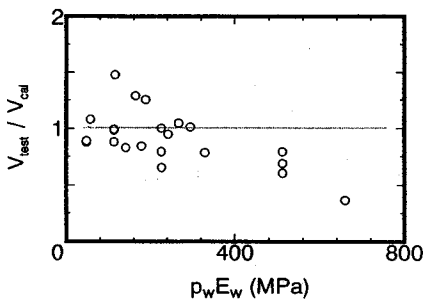
鳥取らの式による耐力比とせん断補強筋の剛性との関係を示す Fig.41(c)において、せん断補強筋の剛性の増加に伴い耐力比が小さくなる傾向が見られる。この鳥取らによる算定方法は、せん断補強筋の終局ひずみだが、1.0%に達したときには斜め引張破壊



(a) Yokoi et al



(b) Maruyama et al



(c) Tottori et al

Fig.41 Relationships between Shear Strength Ratio and Stiffness of Shear Reinforcement

を起こすと考えているものであるが、せん断補強筋の剛性が大きな場合には、せん断補強筋のひずみが1.0%に達する前に曲げ圧縮域でのコンクリートが圧縮破壊を起こす為にせん断補強筋のひずみを1.0%として求めたせん断耐力は、実際の耐力よりも大きくなるものと考えられる。

(3) せん断補強筋の最小剛性

鉄筋コンクリートはりの実設計において、せん断補強筋の最小鉄筋比が規定されている⁹⁾。その値は0.15%であり、剛性 ($p_w E_w$) で表すと約300MPaに対応する。これは、斜めひび割れの急激な進展ともなう脆性的な破壊を阻止するために設けられるもので

ある。連続繊維補強材をせん断補強筋として用いる場合、その最小補強筋量を規定するならば、補強筋比ではなく剛性で評価されるべきである。現在の最小鉄筋量を最小剛性値とみなすならば、弾性係数が70GPaである連続繊維の最小補強筋比は0.4%となる。これは、鉄筋に比べ約3倍の補強面積を必要とすることを意味するものである。

連続繊維補強材は、鉄筋に比べ弾性係数は小さいが、引張強度が高いといった特徴を有しており、設計時に、その強度を有効に発揮できるようにする必要があると同時に、脆性的な破壊形式を避ける為に、最小剛性値を規定する必要がある。また、主筋の剛性が小さい場合においても、脆性的な破壊形式を起こすことが考えられる為、せん断補強筋の最小剛性値とともに主筋の最小剛性値をも考えていく必要があるものと思われる。その意味で、現在行われている実験の多くは、主筋及びせん断補強筋の剛性が小さく、今後設計方法を考えていく上で、その取扱いに注意を要するものと思われる。

このような考えからすると、ある程度の剛性を有し、せん断圧縮破壊を起こすはりに対して精度良く耐力を予測できる本せん断耐力式は、十分に実設計へ応用していくことができるものと言える。

5. 結論

本研究の結論を以下に示す。

(1) 非線形有限要素解析による数値実験により、連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力評価式を構築した。本せん断耐力評価式は、はりがせん断圧縮破壊を起こす場合を想定したものであり、その破壊基準を曲げ圧縮域での主応力により規定している。本評価式は、曲げ圧縮域でのコンクリートが受け持つせん断力、曲げ圧縮域と斜めひび割れ域とを結ぶ水平領域でのコンクリートが受け持つせん断力、斜めひび割れ域でのせん断補強筋が受け持つせん断力およびせん断補強筋以外が受け持つせん断力の和として定義される。これらのせん断力は、せん断スパン比、コンクリート強度、主筋およびせん断補強筋の剛性の関数として与えられる各抵抗応力とその分布領域を掛け合わせるにより算出される。

(2) 本せん断耐力評価式により求めたせん断耐力は、コンクリート強度の影響を大きく受けるものであり、せん断スパン比が小さくなるにつれ増加する。また、主筋およびせん断補強筋の剛性が大きくなるにつれせん断耐力が緩やかに増加する。

(3) 既往の実験結果との比較を行うことにより、本せん断耐力評価式の検証を行った結果、的確にせ

ん断耐力を予測できることが示された。ただし、主筋やせん断補強筋の剛性（補強筋比と弾性係数の積）が小さい場合には、はりは斜め引張的な破壊を起こすために、せん断圧縮破壊を対象とした本せん断耐力評価式は危険側の評価を与えることが明らかとなった。

謝辞：本研究で用いた非線形有限要素解析プログラムは、Nares Pantaratorn博士により開発されたものでありここに深く謝意を表します。また、北海道大学大学院 今野克幸君には図表作成の協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用，コンクリートライブラリー72，1992年4月。
- 2) 横井克則，島弘，水口裕之：RCせん断耐力評価式のFRPロッドで補強したはりに対する適用性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.2，pp.713-716，1992年6月。
- 3) 丸山久一，小林俊彦，清水敬二：FRPロッドを主筋およびスターラップに用いたコンクリートはりのせん断性状，連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム講演論文報告集，土木学会，pp.187-192，1992年4月。
- 4) 鳥取誠一，涌井一，向谷地誠一：FRPロッドを引張補強筋およびせん断補強筋として用いたRC,PCはりのせん断耐力，連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム講演論文報告集，土木学会，pp.199-204，1992年4月。
- 5) コンクリート標準示方書（平成3年版）設計編，土木学会，1991年9月。
- 6) Ueda, T., Pantaratorn, N. and Sato, Y. : Finite Element Analysis on Shear Resisting Mechanism of Concrete Beams with Shear Reinforcement, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements*, JSCE, No.520/V-28, August 1995.
- 7) 佐藤靖彦，上田多門，角田與史雄：有限要素解析による連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐荷性状の定性的評価，土木学会論文集，No.484/V-22，pp.51-60，1994年2月。
- 8) 佐藤靖彦，上田多門，角田與史雄：せん断補強筋を有する連続繊維補強プレストレストコンクリートはりのせん断耐力，土木学会論文集，No.520/V-28，1995年8月。
- 9) 二羽淳一郎：FEM解析に基づくディーブビームのせん断耐力算定式，第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム，JCI，pp.119-126，1983年10月。
- 10) Li, B., Maekawa, K. and Okamura, H. : Contact Density Model for Stress Transfer Across Cracks in Concrete, *Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo(B)*, Vol.40, No.1, pp.9-52, 1989.
- 11) 沢村秀治，丸山久一，前川宏一：鉄筋コンクリート単純梁のせん断ひび割れ性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.6，No.2，pp.481-484，1984年6月。
- 12) 荒川卓：鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究，日本建築学会論文集，Vol.66，pp.437-440，1960年6月。
- 13) 佐藤靖彦，和田宜之，上田多門，角田與史雄：有限要素解析によるFRPロッドを用いたRCはりのせん断抵抗機構について，連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム講演論文報告集，土木学会，pp.173-180，1992年4月。
- 14) 西園勝秀，佐藤靖彦，高橋義裕，上田多門，角田與史雄：レーザー-speckle法による連続繊維補強コンクリートはりのせん断変形挙動の解明，土木学会北海道支部論文報告集，第49号，pp.963-966，1993年2月。
- 15) 金倉正三，丸山久一，清水敬二，中村裕剛：FRPロッドで補強したコンクリートはりのせん断性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，pp.887-892，1993年6月。
- 16) 涌井一，鳥取誠一：FRP棒材をらせん状せん断補強筋として用いた場合のコンクリートはりのせん断補強効果，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.2，pp.1141-1146，1990年6月。
- 17) 本田努，池田弘，橋田敏之：FRPスターラップで補強したコンクリート部材のせん断特性に関する研究，第45回年次学術講演会講演概要集第5部，土木学会，pp.342-343，1990年9月。
- 18) 奥村一正，村山八州雄，天野玲子，ブシャブシャタム：補強材の材料特性がコンクリート部材の軸引張剛性に与える影響について，連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム講演論文報告集，土木学会，pp.155-158，1992年4月。

(1994.8.1受付)

QUANTITATIVE EVALUATION OF SHEAR STRENGTH OF CONCRETE BEAMS REINFORCED WITH FRP RODS

Yasuhiko SATO, Tamon UEDA and Yoshio KAKUTA

In this study a shear resisting model for concrete beams reinforced with non-yielding reinforcement, such as FRP rods was developed based on a non-linear finite element analysis. In the model a shear resisting force of a beam is defined as a summation of shear resisting forces by concrete in a compression zone, by shear reinforcement and other than shear reinforcement, such as aggregate interlocking, in a shear cracking zone and by concrete in a horizontal zone which links the compression zone with the shear cracking zone. It was confirmed that the shear resisting model can predict strengths for shear compression failure with reasonable accuracy.