

連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐荷機構とせん断耐力評価

趙 唯堅¹・丸山久一²

¹正会員 工博 大成建設(株) 技術研究所(〒245 横浜市戸塚区名瀬町344-1)

²正会員 Ph.D. 長岡技術科学大学教授 工学部環境・建設系(〒940-21 長岡市上富岡町1603-1)

本研究では、連続繊維補強コンクリートはりのせん断破壊機構を検討した上で、せん断耐力の評価方法を構築した。コンクリートの受け持つせん断力について、弾性係数比を考慮した二羽式の適用性を検証した上、必要な統合修正を行い、 a/d の幅広い領域にわたって適用可能にした。せん断補強筋の受け持つせん断力について、せん断補強筋の歪み分布を2次放物線にモデル化し、およびせん断圧縮破壊に対応する歪みを定量化することにより評価した。最終的に、既往の大量の実験データと比較して提案式の有効性を確かめた。異なる補強材を統一的に評価できること、および異なる破壊モードを一括して処理していることが本提案式の特徴である。

Key Words : CFRM, shear resisting mechanism, shear capacity, stirrup distribution model, concrete beams

1. 序論

連続繊維補強材をコンクリート構造物に適用する際に、せん断挙動の解明およびせん断耐力の評価は最重要課題の一つである。本研究は、連続繊維補強材を主筋およびせん断補強筋に用いたコンクリート部材のせん断耐荷機構を検討すると共に、せん断耐力の評価方法を提案することを目的としている。具体的には、式(1)に示す修正トラス理論によるせん断耐力の算定手法を連続繊維補強コンクリート部材に適用するために、コンクリートの受け持つせん断力に関する既往の算定式を再検討することと、連続繊維せん断補強筋の受け持つせん断力を簡易かつ妥当な精度で算定できる方法を導くことである。

$$V_u = V_c + V_s \quad (1)$$

コンクリートの受け持つせん断力 V_c について、主筋比の影響は一般的に認められるものの、1/3乗法則¹⁾と1/4乗法則²⁾の両説がある。また、主筋が連続繊維補強材の場合、鉄筋との弾性係数比($\rho_s E_s / E_c$)で修正する方法³⁾と主筋の引張剛性($\rho_s E_s$)で評価する方法⁴⁾など、表現の仕方は様々である。せん断補強されている場合、 V_c に及ぼすせん断補強筋の影

響はまだ十分に明らかにされていない。さらに、せん断スパン比の領域によって、複数の算定式^{5)・6)}が提案されているが、その境界条件は十分明瞭でないため、使用上の不便がある。

せん断補強筋の受け持つせん断力 V_s について、周知のように、トラス理論では、鉄筋の場合降伏強度を用いている。これはせん断破壊時に、主せん断ひび割れと交差するせん断補強鉄筋がほぼ全域に渡って降伏することを前提としている。しかし、連続繊維補強材は降伏しないため、終局時せん断補強筋の応力分布は一様とはならない⁷⁾。また、応力の大きさは諸要因の影響を受けるため⁸⁾、結果的にせん断耐力および破壊形式も異なる。 V_s に関してこれまでに種々な算定方法が提案されているが^{2)・4)・9)~11)}、的確に評価できるには至っていない。

これらの問題点、とりわけせん断破壊領域の変形挙動を解明しない限り、補強筋材料の種類によらない統一的なせん断耐力評価方法はいうまでもなく、連続繊維補強材のみの場合でも確実な評価が得られない。本研究では、せん断耐荷機構を立脚点とし、上述の諸問題の一つずつ検討したうえで、連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力評価方法を構築する。

表一 供試体諸元および実験結果

供試体 No.	断面寸法 b×h (mm)	有効高 d (mm)	主筋 配筋 主筋比 ρt (%)	せん断補強筋			せん断 比 a/d	コンクリート 強度fc' (MPa)	破壊 形式	せん断耐力 (kN)								
				せん断補強筋		せん断耐力				せん断耐力		せん断耐力						
				位置 (mm)	配筋 (mm)	配筋比 pw (%)				実験**	計算1	計算2	実験*	計算2	実験	計算2		
No.1	150×300	250	有 2-C19 1.512				3.0	34.3	Sc	44.0	38.8	47.2				44.0	47.2	
No.2	〃	〃	〃	a - -	G-φ6		〃	34.3	Sf	36.4	38.8	52.1	22.1	6.9	58.5	59.1	59.1	
No.3	〃	〃	〃	- b -	〃		〃	34.3	Sc	43.0	38.8	52.1	18.2	6.9	61.2	59.1	59.1	
No.4	〃	〃	〃	- c -	〃		〃	34.3	Sc	42.1	38.8	52.1	12.3	6.9	54.4	59.1	59.1	
No.5	〃	〃	〃	abc@90	〃	0.419	〃	34.3	F	46.7	38.8	61.8	39.4	19.6	86.1	81.5	81.5	
No.5A	〃	〃	〃	2-C19	〃		〃	34.0	Sc	31.3	38.7	61.8	61.1	19.6	92.4	81.5	81.5	
No.6	〃	〃	〃	4-C19 3.024			〃	34.3	Sc	46.0	48.9	60.2			46.0	60.2	60.2	
No.7	〃	〃	〃	a - -	G-φ6		〃	34.3	Sc	52.6	48.9	65.4	16.6	9.0	69.2	74.4	74.4	
No.8	〃	〃	〃	- b -	〃		〃	34.3	Sc	54.0	48.9	65.4	17.6	9.0	71.6	74.4	74.4	
No.9	〃	〃	〃	- c -	〃		〃	34.3	Sc	51.5	48.9	65.4	12.7	9.0	64.2	74.4	74.4	
No.10	〃	〃	〃	abc@90	〃	0.419	〃	34.3	Sc	60.1	48.9	74.6	50.9	25.2	111.0	99.7	99.7	
No.11	〃	〃	〃	a - -	C-φ6		〃	34.3	Sc	55.4	48.9	70.3	29.6	18.5	85.0	88.8	88.8	
No.12	〃	〃	〃	- b -	〃		〃	34.3	Sc	56.5	48.9	70.3	27.7	18.5	84.2	88.8	88.8	
No.13	〃	〃	〃	- c -	〃		〃	34.3	Sc	53.2	48.9	70.3	25.1	18.5	78.3	88.8	88.8	
No.14	〃	〃	〃	abc@90	〃	0.419	〃	34.3	Sc	63.8	48.9	76.6	62.1	42.4	125.9	118.9	118.9	
No.15	〃	〃	〃	3-C19 2.268			〃	34.3	Sc	40.5	44.4	54.1			40.5	54.1	54.1	
No.16	〃	〃	〃	abc@90	G-φ6	0.419	〃	34.3	Sc	62.8	44.4	68.5	53.2	23.4	116.0	91.9	91.9	
No.17	〃	〃	〃	2-C19 1.512	abc@90	S-D6	0.470	〃	34.3	F	50.0	38.8	75.1	70.0	44.1	120.0	119.2	
No.18	〃	〃	〃	abc@90	G-φ6	0.419	2.0	34.3	Sc-Sf	52.7	46.3	82.2	70.6	22.6	123.3	104.9	104.9	
No.19	〃	〃	〃	〃	〃		4.0	34.3	Sc	30.9	35.1	47.0	42.4	17.8	73.3	64.8	64.8	
No.20	〃	〃	〃	4-C19 3.024	a3l@130	C-φ6	0.290	3.0	34.0	Sc	33.8	48.8	75.9	83.3	35.1	117.1	111.0	
No.21	〃	〃	〃	6-C22 3.200	a3l@180	G-φ6	0.210	〃	34.0	Sc	44.1	48.2	67.1	36.7	15.2	80.8	82.3	
No.22	〃	〃	〃	abc@90	G-φ6	0.419	〃	34.0	Sc	55.9	48.2	73.0	49.1	24.8	105.0	97.8	97.8	
No.23	〃	〃	有	2-C22 1.067			2.5	34.0	St	28.5	36.0	52.4			28.5	52.4	52.4	
No.24	〃	〃	無	〃			〃	34.0	St	38.0	36.0	52.4			38.0	52.4	52.4	
No.25	〃	〃	有	〃	abc@120	G-φ7	0.428	〃	34.0	Sf	43.7	36.0	61.0	65.8	12.6	109.5	73.6	73.6
No.26	〃	〃	無	〃	〃		〃	34.0	Sc-Sf	43.7	36.0	61.0	63.6	12.6	107.3	73.6	73.6	
No.27	〃	〃	有	2-C22	a~f@60	G-φ7	0.856	〃	34.0	Sc	42.0	36.0	71.6	105.5	19.7	147.5	91.3	91.3
No.28	〃	〃	無	〃	〃		〃	34.0	Sc	33.1	36.0	71.6	97.9	19.7	131.0	91.3	91.3	
No.29	300×580	500	〃	8-C22 1.067			〃	29.5	St	139.5	115.5	181.8			139.5	181.8	181.8	
No.30	〃	〃	〃	abc@240	G-φ14	0.428	〃	29.5	Sc-Sf	164.5	115.5	217.2	205.2	45.1	369.7	262.3	262.3	
No.32	450×850	750	〃	18-C22 1.067	abc@360	G-φ21	0.428	〃	29.5	Sc-Sf	64.0	234.9	474.7	526.0	98.9	590.0	573.5	573.5

破壊形式-St:斜め引張破壊, Sc:せん断圧縮破壊, Sf:せん断補強筋切断, Sc-Sf:せん断圧縮破壊進行中せん断補強筋切断, F:曲げ破壊。

実験* - 斜めひびわれ域の終局時のせん断補強筋ひずみ実測値から算出した。

実験** - 終局耐力Vu実験値からVs実験値を差し引いて算出した。

計算1 - 主筋比に連続繊維補強材と鉄筋の弾性係数比(Ev/Ec)を乗じた二羽式を用いた。

計算2 - 「連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針」(案)[設計編資料]5の「基本推定法」(佐藤・上田式)を用いた。

2. はり部材曲げせん断実験の概要

著者らは、1991年から1995年まで連続繊維補強材を主筋およびせん断補強筋に用いたコンクリートはりの曲げせん断載荷実験を多数行ってきた(合計61体)。その一部は2章以後の検討に関わりが多いため、ここで、その実験方法および結果の概要を示す。

(1) 実験方法

実験は矩形断面を有する単純ばりの3点および4点曲げせん断試験より実施した。供試体の諸元を表一に、補強筋の材料特性を表二に、供試体の形状寸法の一例を図一に示す。

本シリーズの供試体は合計32体である。実験のパラメータは①主筋比、②せん断補強筋の有無、③せん断補強筋の配置位置、④せん断補強筋比、⑤せん断補強筋の弾性係数、⑥せん断補強筋の材質、⑦せん断スパン比、⑧ノッチの有無、および⑨供試体寸法である。荷重は静的単調載荷であり、測定項目は、①荷重、②スパン中央と載荷点位置のたわみ、③曲げとせん断圧縮域のコンクリート歪み、④スパン中央とせん断スパン内の主筋歪み、⑤せん断補強筋の歪み、および⑥卓越した斜めひび割れの開口変位とした。

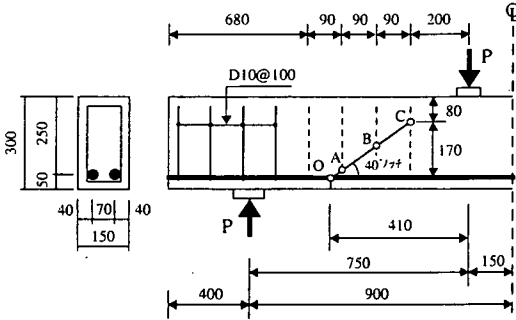
本実験では、せん断破壊領域の歪み・変形挙動を詳細に計測するために、斜めひび割れの位置および角度が特定できるよう、供試体の所定の位置にあらかじめノッチを設けて誘導する試験方法を取った。

著者らが過去に行った連続繊維補強コンクリートはりのせん断実験によると、卓越した斜めひび割れの下端(主筋と交差する位置)と載荷板外縁とを結ぶ直線が部材軸となす角度θ(図一5参照)は、主筋比およびせん断補強筋比などによる明瞭な影響はなく、約30~35°程度であった。本実験では、これを参考に、さらに実際の斜めひび割れは高さ位置に

表一 補強筋の材料特性

基材	形状	呼び径	略称	標準断面積 (mm ²)	弾性係数 (MPa×10 ³)	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	破断時伸び (%)	曲げ加工部強度 (MPa)	用所
炭素繊維	異形ロッド	19	C19	2.840	1.05		1124	1.21		主筋
炭素繊維	格子状	22	C22	1.950	1.00		1200	1.20		主筋
ガラス繊維	ル-フ'状	6	G6	0.283	0.39		1100	2.80	440 注1	せん断筋
炭素繊維	ル-フ'状	6	C6	0.283	1.00		1300	1.30	585 注2	せん断筋
ガラス繊維	ル-フ'状	7	G7	0.385	0.30		600	2.00	345 注3	せん断筋
〃	〃	14	G14	1.539	〃	〃	〃	〃	〃	〃
〃	〃	21	G21	3.464	〃	〃	〃	〃	〃	〃
SD345		6	S6	0.317	2.10	368	522	25.0		せん断筋

注1-引張強度の40% (A-推定値)。 注2-引張強度の45% (A-推定値)。 注3-曲げ加工部の曲げ半径r/h=3を用い、次式¹⁾で計算した：
 曲げ加工部引張強度 $f_{ws}=(0.0092r/h+0.3) \times$ 直線部引張強度 f_w



図一 供試体の形状寸法および配筋例 (No.5A)

よって角度が変化していくことを考慮して、供試体底面から主筋の図心まで鉛直方向（部材軸直角方向）のノッチ、また主筋の図心から上方へ約0.7d（dは有効高さ）まで斜め方向のノッチ（部材軸との角度が40~42°）を入れた。ノッチの深さは、斜めひび割れが確実にノッチに沿って入ることと、顕著な断面欠損を与えないことのバランスを考慮して、底面と両側面ともに供試体表面から深さ30mmとした。

ノッチを設けた供試体において、主筋の歪み、せん断補強筋の歪み、および主せん断ひび割れ開口変位の測定は、すべてノッチと交差する位置（図一のO、A、B、C）で行った。ノッチがない供試体もそれに準じて同じ位置にした。主せん断ひび割れの開口変位は、1ポイント2方向（水平 D_x 、鉛直 D_y ）、ノッチ位置を跨って取り付けられたクリップゲージにより計測した。

ノッチによるせん断耐荷変形状への影響について、供試体No.23~No.28を用いて検証した結果、特に明瞭な影響は認められなかった^{1,2)}。

(2) 実験結果

表一に実験から得られた全供試体の破壊モードおよびせん断耐力を示す。せん断補強されたものについて、コンクリートにより受け持たれたせん断力 V_c 、およびせん断補強筋により受け持たれたせん断

力 V_s の実験値も示した。 V_s の実験値は終局時の破壊領域におけるせん断補強筋の歪み実測値から算出し、 V_c の実験値は最大耐力 V_u から V_s の実験値を差し引いて求めた。表一にまた、主筋比に連続繊維補強材と鉄筋の弾性係数比 (E_t/E_s) を乗じた二羽式⁵⁾による計算値、および「連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針」(案) [設計編資料]の「基本推定法」(佐藤・上田式)^{4), 13)}による計算値を示した。二羽式を以下に示すが、佐藤・上田式は参考文献を参照されたい。

$$V_c = 0.2(p_t f_c')^{1/3} (d/1000)^{-1/4} [0.75 + 1.4(a/d)] b_w d \quad (2)$$

ここに、 f_c' はコンクリートの圧縮強度 (MPa)、 p_t は主筋比(%), 鉄筋の場合 $p_t = 100A_t / (b_w d)$ 、連続繊維補強材の場合 $p_t = 100A_t / (b_w d) \cdot (E_t/E_s)$ 、 A_t は主筋の面積 (mm²)、 E_s および E_t は軸方向鉄筋および連続繊維補強材の弾性係数 (MPa)、 a/d はせん断スパン比、 b_w は腹部の幅 (mm)、 d は有効高さ (mm) である。

図二に実測値と各算定式の比較を示す。見やすくするために、データの集中する領域に応じて軸のレンジを小さくした。図二の(a)と(b)は二羽式と実験値の比較であり、バラツキがあるものの、全体はよく一致していると言える。一方、図二の(d)、(e)、および(f)は佐藤・上田式と実験値の比較である。佐藤・上田式では、コンクリートの受け持つせん断力を圧縮部による分担 V_{cz} と斜めひび割れ部による分担 V_{si} の和、または V_{c0} （斜めひび割れ発生荷重）として評価している。本実験に限って、佐藤・上田式では、トータルのせん断耐力は実験値とおおよそ一致するが、 V_c と V_s それぞれの比較では、実験値と計算値はかなり食い違っていることが認められる。また、コンクリートの受け持つせん断力について佐藤・上田式と二羽式を比較したのが図二の(c)であり、前者は後者よりかなり大きく見積もっていることが分かる。

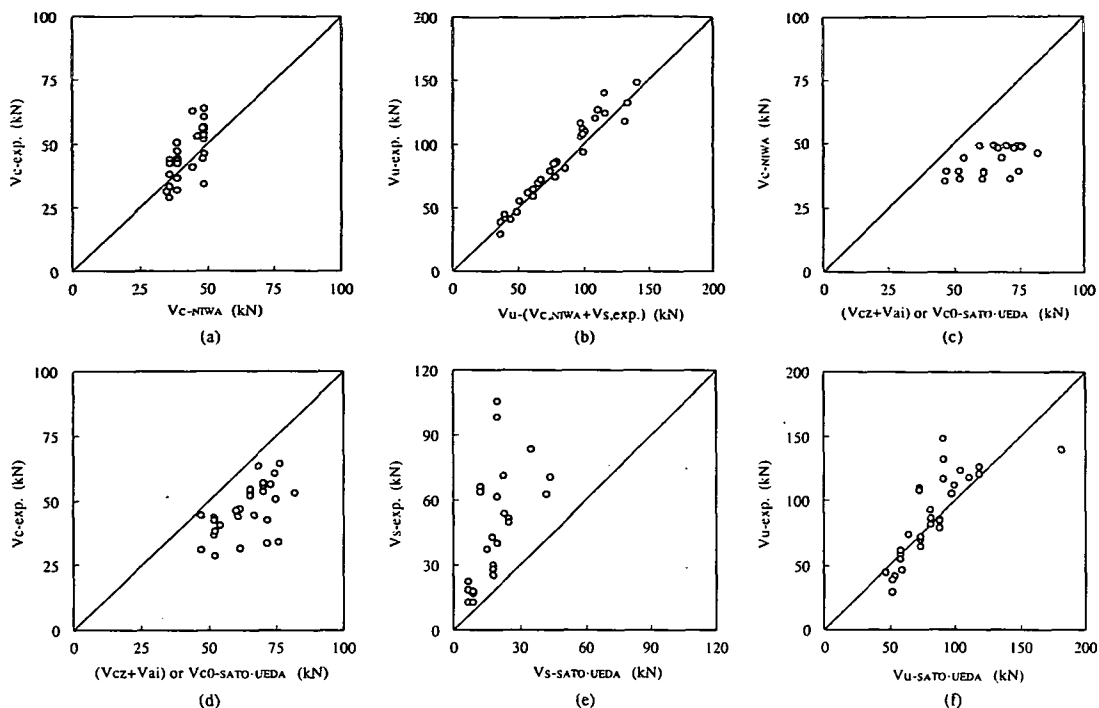


図-2 実験値と二羽式と佐藤・上田式の比較

3. 連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐荷機構

主筋に連続繊維補強材を用い、せん断補強されていないコンクリートはりのせん断耐荷機構は、基本的に従来の鉄筋コンクリートと同様に考えることができる。連続繊維補強材でせん断補強した場合、トラス機構とアーチ機構が共存して外部の荷重に抵抗する点では変わらないが、破壊の原因、それに伴う作用力分担の変化、および破壊形式は従来の鉄筋コンクリートはりとは異なる。

連続繊維せん断補強筋が破断するまで降伏せずに抵抗し続けるため、コンクリートの圧縮破壊が先行する場合、鉄筋コンクリートとは逆に、コンクリートから連続繊維せん断補強筋への応力再分配が生じ、部材としてのせん断耐荷力はしばらくの間急激な低下を見せない。図-3に同一主筋比で、せん断補強筋比の小さい供試体 (No.12) とせん断補強筋比の大きい供試体 (No.14) の、荷重変位曲線とせん断分担力 (V_c 、 V_s) の対応関係を示す。特に終局付近を注目したい。破壊はまずコンクリートの圧縮軟化から始まる。図中の破線の矢印で示す点では、コンクリートの軟化開始が実験で確認された。その後、荷重はほぼ横ばいになり、コンクリートの圧縮破壊

が進行し、せん断補強筋の分担力 V_s は図-3 (b) に示すように急激的に増加し続ける過程が存在する。さらに荷重を続けると、コンクリートが完全に潰されることになるが、二次的にせん断補強筋破断を起こした中間的なものもある。後者の破壊形式を「圧縮 S_c -破断 S_f 」と名付けたが、実際の破壊状況およびその原因を考えると、せん断圧縮破壊に帰すべきである。

図-4は単位補強面積のせん断補強筋応力 (せん断補強筋応力 $E_w \epsilon_w$ とせん断補強筋比 ρ_w の積) と歪みの関係を用いてせん断破壊モードを模式的に示すものである。鉄筋コンクリートの場合、せん断補強筋が降伏した後、トラス機構の剛性は低下し、せん断変形の増加は顕著になる。それに伴い、耐荷機構の重心は次第にアーチ機構に移り変わり、圧縮域コンクリートの応力状態はより厳しくなる (いわゆる応力再分配)。そして、新たな荷重増加に対して、アーチ機構が抵抗できなくなる (圧縮域コンクリートは限界応力または変形に達した) 段階で、部材として耐力の限界を迎える。それに対して、連続繊維補強コンクリートはりにおいては、せん断補強筋は降伏しないため、結局、破壊モードはせん断補強筋が破断歪み ϵ_{wb} に達して破断する場合 (CFRM1)、圧縮部コンクリートが先行破壊する場合 (CFRM3)、および中間破壊 (CFRM2) の3つとなる。当然な

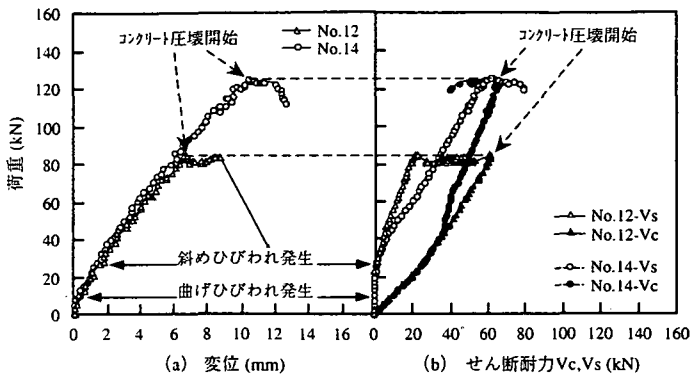


図-3 コンクリートの圧縮軟化による破壊の進行

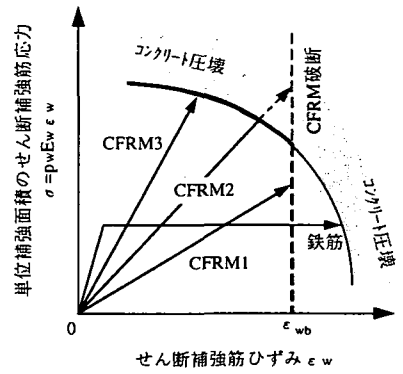


図-4 セン断破壊モードの概念図

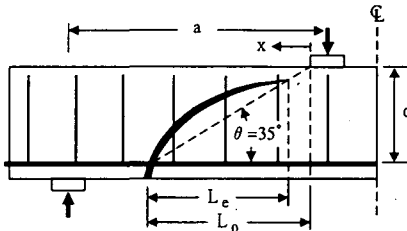


図-5 セン断破壊領域の長さ L_e および角度 θ

から、破壊モードの境界はせん断補強筋の破断歪み ϵ_{wb} に左右される。

前章で述べたように、連続繊維補強コンクリートはりにおいて、卓越した斜めひび割れの角度(図-5参照)は約30~35°であるが、この値は鉄筋コンクリートの場合より小さく、せん断補強筋が降伏しないことによるものと考えられる。図-6にせん断補強筋に鉄筋を用いたもの(No.17)と連続繊維補強材を用いたもの(No.20)の歪みの発達状況の違いを示し、図-7に両供試体の斜めひび割れ開口変位の鉛直成分 D_y の比較を示す。せん断補強筋に鉄筋を用いたNo.17では、荷重が60kNを越えてからせん断補強筋は降伏し始め、せん断スパン内に発生した2本の斜めひび割れと対応して、歪みおよび斜めひび割れ開口変位の鉛直成分 D_y の分布は2つの山が形成されている。No.17は曲げ圧縮破壊を起こしたが、もしもせん断破壊するとすれば、せん断破壊は通常1つの卓越した斜めひび割れ面に沿って起こるため、2つの山のどちらかの領域で破壊するであろう。すなわち、鉄筋せん断補強筋の降伏によって、トラス機構の剛性はその領域で低下し、せん断破壊は、変形より進んだ区間に集中して起こると考えられる。それに対して、連続繊維補強材を用いたNo.20は、歪みも斜めひび割れ開口変位の鉛直成分 D_y も1つの山しか形成されず、破壊はより広範囲にわたって生

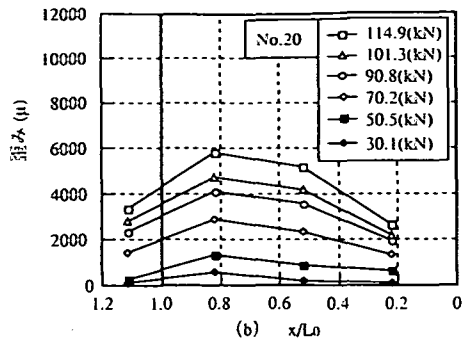
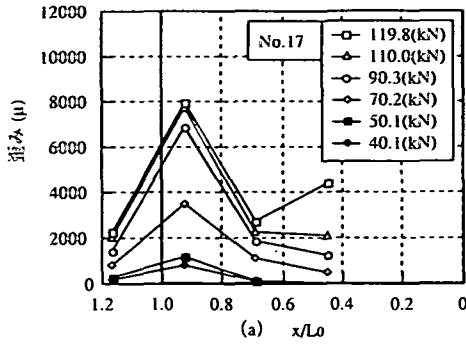
じていることが認められる。

斜めひび割れとの交差部での引張とずれを伴う複合的な応力集中による連続繊維せん断補強筋の強度低下を理論的に検討し、はりのせん断耐力と結び付けた研究²⁾もあるが、実際、はりとしてのせん断変形挙動は斜め引張モデル実験と必ずしも同じではないと考えられる。図-8に2章の実験から得られた荷重と主せん断ひび割れ開口変位の関係の一例を示す。A, B, Cは測定位置(図-1参照)を表し、 D_x , D_y はそれぞれ水平方向、および鉛直方向の変形量である。斜めひび割れ発生後、曲げによる水平変形 D_x は生じるが、荷重の増加に伴い、鉛直変形 D_y が次第に卓越し、水平変形 D_x は逆に減少する。終局付近において鉛直変形 D_y は最大となり、水平変形 D_x はほぼ0に戻った。他の供試体も同様な傾向を示している。すなわち、終局時、せん断補強筋はほぼ鉛直方向のみに引っ張られることになる。

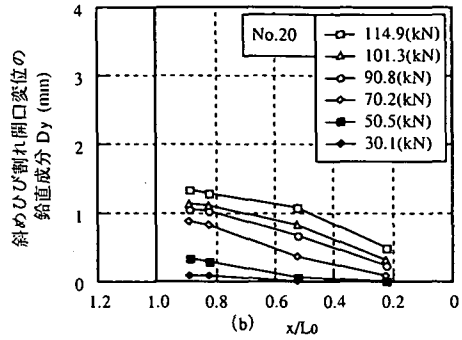
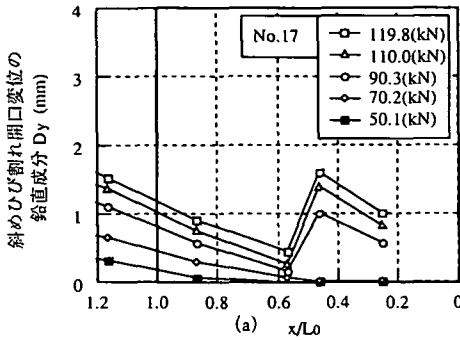
せん断圧縮破壊とせん断補強筋破断の2つの破壊モードは、基本的に異なるものであり、通常別々に評価されているが^{2), 4)}、斜めひび割れの発生以後にも式(2)が適用できれば、図-4に示すコンクリートの圧縮破壊に対する変形条件をせん断補強筋終局歪みの形で規定することで、算定式を1本化して2つの異なる破壊モードをまとめて処理することは可能であると考えられる。

4. コンクリートの受け持つせん断力

OkamuraとHigai¹⁾は1980年に、せん断補強筋のない鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷機構に対する入念な検討結果に基づいて、斜め引張破壊に関するマクロ的なせん断耐力予測式を提案した。いわゆる岡村・檜貝の式と呼ばれるこの式は、さらにその後の1986年に、低鉄筋比大型はりにも精度良く算定で



図一六 鉄筋と連続繊維せん断補強筋の歪み分布状況の比較



図一七 せん断補強筋が鉄筋と連続繊維補強材の場合の斜めひび割れ変位鉛直成分の分布状況の比較

きるように二羽ら⁵⁾によって修正された。現行の土木学会コンクリート標準示方書に規定されている鉄筋コンクリートはりのせん断耐力算定式は、この二羽式をベースにつくられたものである。本研究も、式(2)に示す二羽式を基として連続繊維補強コンクリートはりへの適用を考えて行く。

(1) 主筋比の影響およびその一般化

二羽式において、主筋比 p_t の影響は $1/3$ 乗で考慮されている。また、辻ら³⁾は、主筋に連続繊維補強材を用いる場合、主筋比に連続繊維補強材と鉄筋の弾性係数比 (E_t/E_s) を乗じて考慮する方法を提案している。この提案は、コンクリートはりのせん断耐荷機構における主筋の果たす役割から考えれば、妥当なものと思われるが、より多くの実験で確かめる必要がある。

図一九は、2章の実験結果で辻らの方法を検証したものである。横軸は鉄筋との弾性係数比を考慮した換算主筋比 $(100p_t E_t/E_s)$ 、縦軸は V_c の実験値と弾性係数比を考慮した二羽式との耐力比を示す。耐力比はほぼ0.75~1.25の間に分布しており、全体としてよく一致していると言える。よって、 $1/3$ 乗則および弾性係数比を考慮する方法は、連続繊維補強材

を主筋に用いた場合に十分適用できると考えられる。

しかし、上記の方法は鉄筋の弾性係数 E_s を基準としているため、一般性はともかく、論理的に不自然である。補強筋比という概念は、本来、コンクリート断面積に対する補強筋断面積の比率で、幾何学的な関係を表すものである。補強材の弾性係数およびコンクリート強度が種々変化するとき、さらに両者の弾性係数を加味した引張剛性比 $(A_t E_t/A_c E_c)$ で、補強材とコンクリートの力の強弱関係を表す方法が一般性のあるものと考えられる。そこで、土木学会コンクリート標準示方書の規定値に基づき、コンクリート強度の変動係数を10%と仮定して、弾性係数 E_c と圧縮強度 f'_c の関係を式(3)のように数式化した(図一十参照)。そして、弾性係数比を考慮した二羽式の $[p_t(E_t/E_s) \cdot f'_c]^{1/3}$ の部分を式(4)のように書き直した。

$$E_c = 8500 f'_c{}^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad (3)$$

$$\begin{aligned} & [p_t(E_t/E_s) \cdot f'_c]^{1/3} \\ &= [p_t(E_t/E_s) \cdot f'_c (E_c/E_s)]^{1/3} \\ &= [p_t(E_t/E_s) \cdot f'_c (8500 f'_c{}^{1/3} / 200000)]^{1/3} \\ &= 0.35 p_t{}^{1/3} \cdot f'_c{}^{4/9} \quad (4) \end{aligned}$$

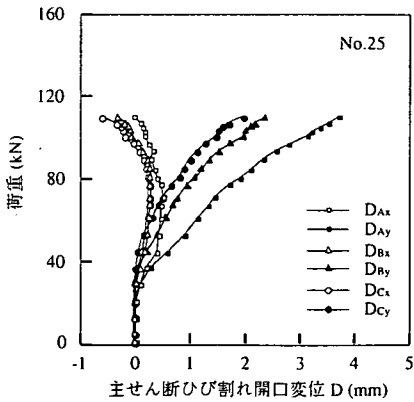


図-8 荷重-主せん断ひび割れ変位の関係

式(4)の中のパラメータ $p_t' = 100A_t / (b_w d) \cdot (E_t / E_c)$ を、軸方向補強筋の引張剛性比と定義する。なお、次節に備えるために、同様に $p_w' = 100A_w / (b_w s) \cdot (E_w / E_c)$ をせん断補強筋の引張剛性比と定義する。ここに、 s はせん断補強筋の配置間隔 (mm) , A_w は区間 s におけるせん断補強筋の総断面積 (mm^2) , E_w はせん断補強筋の弾性係数 (MPa) である。

(2) せん断補強筋の影響

せん断補強された鉄筋コンクリートはりにおいて、修正トラス理論の中のコンクリート貢献分 V_c は、具体的にせん断補強筋の無いはりのせん断耐力相当分とされている。この仮定は、連続繊維補強コンクリートはりに適用できるか否かを確認する必要がある。図-11にせん断補強量がコンクリートの受け持つせん断力 V_c に及ぼす影響を示す。横軸はせん断補強筋の引張剛性比を用い、縦軸は V_c の実験値 ($=V_u$ 実験値 - V_u 実験値) と二羽式による計算値の比を取っている。バラツキは多少大きいものの、耐力比はせん断補強筋比の影響を受けないことがほぼ認められる。

せん断補強筋が軸直角方向のせん断変形を拘束しているにもかかわらず、コンクリートの負担分 V_c が変わらない理由として、せん断補強筋量の増加に伴い圧縮域コンクリートの直接せん断作用が増加する反面、斜めひび割れ部の噛み合わせ作用および主筋のダウエルアクションが減少し、トータルのせん断抵抗力はほぼ変わらないことが考えられる。

このことは、連続繊維補強コンクリート部材のせん断耐力評価方法を考える際に非常に都合のよいことである。すなわち、コンクリートの負担するせん断力 V_c をせん断補強筋の負担するせん断力 V_s と切り離して考えることができ、また、 V_c に関する過去の研究成果および大量の実験データがより役に立つものとなる。

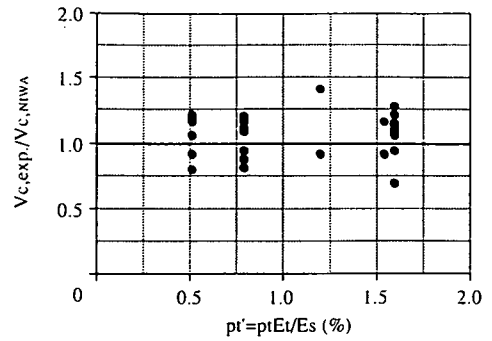


図-9 主筋の引張剛性比の影響

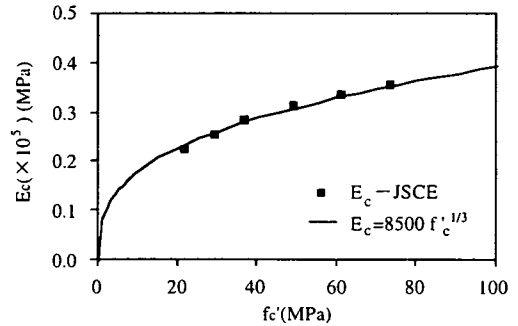


図-10 コンクリート弾性係数 E_c の数式化

(3) せん断スパン比の影響の再評価

岡村・檜貝の式および二羽の式は、せん断スパン比 a/d がほとんど3以上のデータでつくられたものであり、基本的にせん断スパン比 $a/d \geq 3$ の領域に適用するものである。 $a/d \leq 3$ の領域では、これらの式は安全側の評価となることがよく知られている。一方、せん断スパン比 a/d が2.5以下のディープビーム的なはりについて、支圧板長さ r の影響を考慮した耐力算定式は同じく二羽によって提案されている⁶⁾。二羽式と二羽のディープビーム式は、 $a/d = 2.5 \sim 3.0$ あたりで不連続なものとなり、その理論および実験的な裏付けはあるものの、使用上非常に不便を感じる。

そこで、実用上の便利さを考えて、小せん断スパン比から大せん断スパン比まで適用できるように、二羽式と二羽のディープビーム式をせん断スパン比 a/d について統合することとした。具体的に、前記の二羽式のせん断スパン比に関する項 $(0.75 + 1.4/(a/d))$ を $(0.34 + 3/(a/d))$ に修正した。修正後の耐力比とせん断スパン比の関係を図-12に示す。図-12には、著者らの実験を含めて、既往の文献(後記)からせん断補強筋の無いはりの実験データ59体(そのほとんどは主筋に連続繊維補強材を使用したもの)を乗せた。これより、せん断スパン比についての統合は有効であることが分かった。

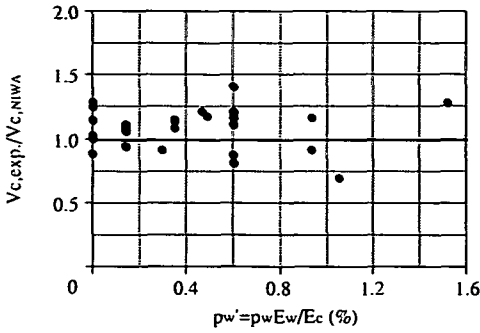


図-11 セン断補強筋の引張剛性比の影響

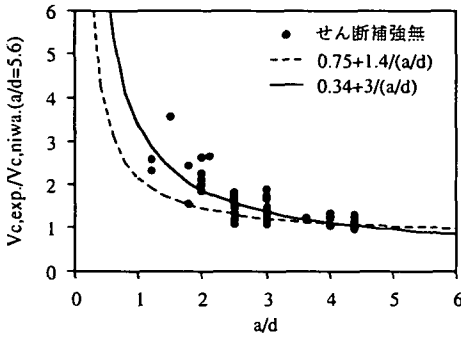


図-12 セン断スパン比統合の妥当性検証

以上をまとめて、補強筋の材料およびせん断補強筋の有無に関係なく、コンクリートの受け持つせん断力 V_c は次式に示す修正二羽式を用いて評価できる。その算定精度について後述する。

$$V_c = 0.07p_t \cdot f_c^{1/3} \cdot f_c^{1/3} (d/1000)^{-1/4} [0.34 + 3/(a/d)] b_w d \quad (5)$$

5. セン断補強筋の受け持つせん断力

(1) セン断補強筋終局歪み分布のモデル化

これまでの鉄筋コンクリートはりのせん断問題に関する研究、特に実験的研究において、せん断領域の変形性状を詳しく検討したものは少ない。それは、せん断変形の複雑さおよび測定の高難さのほかに、修正トラス理論では鉄筋の降伏を前提としているため、せん断変形性状についてあまり重要視されなかったことによる。しかし、連続繊維補強材をせん断補強筋に用いる場合、せん断変形挙動の解明は必要不可欠となる。

図-13 (a) に 2 章の実験で得られたせん断補強筋の終局歪み分布を示す。データとしては、せん断補強筋が破断していないものと破断したものの両方を含む。横軸は、載荷板外縁からの水平距離 x を 35°

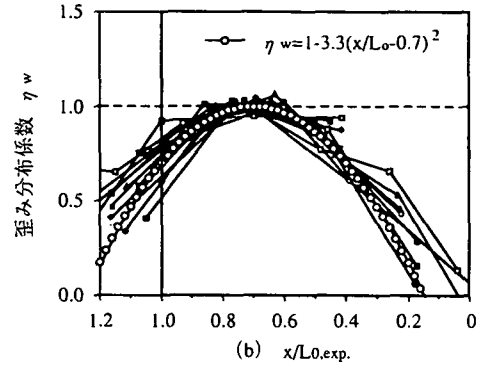
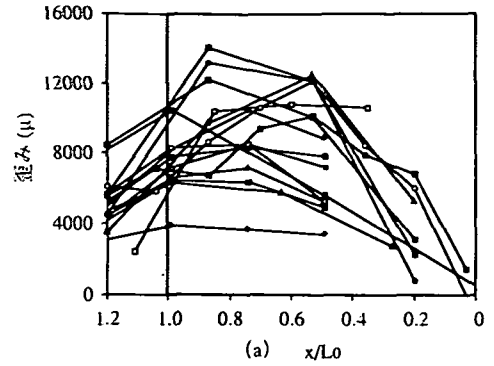


図-13 セン断補強筋の終局歪み分布

と仮定したせん断破壊領域長さの計算値 L_0 (図-5 参照) で無次元化したものである。一見、乱雑で規則がないように見えるが、横軸を L_0 の実測値 $L_{0,exp}$ (破壊時に卓越した斜めひび割れと主筋の交差位置から載荷板外縁までの水平距離)、また、縦軸を歪み分布の最大値で正規化すると、図-13 (b) に示すように、ほぼ頂点位置 $x/L_{0,exp} = 0.7$ を持つ 2 次放物線分布をすることが分かる。そこで、 $\theta = 35^\circ$ と仮定しせん断補強筋の終局歪み分布を次のようにモデル化した。

$$L_0 = d / \tan(35^\circ) \leq a - 0.5(r_1 + r_2) \quad (6)$$

$$L_e = 0.85L_0 \quad (7)$$

$$\eta_w = 1 - 3.3(x/L_0 - 0.7)^2 \quad (8)$$

ここに、 L_0 はせん断破壊区間の水平長さ、 a はせん断スパン、 r_1 および r_2 は支承板および載荷板の長さ、 L_e はせん断補強筋の有効区間の水平長さ (図-5 参照。すなわち、この有効区間以内のせん断補強筋しかせん断耐力に寄与しない)、 x は載荷板外縁からの水平距離、 η_w はせん断補強筋歪み (応力) の分布係数である。

曲げせん断圧縮ゾーンが存在するため、歪み分布のモデル曲線は載荷板外縁 (0点) を通らない (図

一5参照)。また、載荷板付近において、実験値は載荷板外縁(0点)を通過しているように見えるが、これは、主せん断ひび割れと隣接している(載荷板付近の)他の斜めひび割れの影響によるものであり、せん断補強筋の寄与 V_s としてカウントされるべきではない。以上の理由で、モデル曲線が載荷板付近で実験値分布の下包絡線となるようにした。なお、このモデル分布曲線の特徴は、せん断補強筋の有効区間長さ $L_e=0.85L_0$ 、有効区間長さ L_e 範囲内の歪み分布係数の平均値は0.75である。

(2) 諸要因がせん断補強筋終局歪みに及ぼす影響

せん断補強筋の歪みが2次放物線分布をすることは、せん断補強筋が破断しない場合も破断する場合も、また、斜めひび割れ発生の初期から、はりがせん断終局に至るまで(図-6(b)参照)成り立つことが著者らの実験で確認された。しかし、せん断圧縮破壊終局時のせん断補強筋歪みの大きさは、主筋比、せん断補強筋比、せん断スパン比、およびコンクリート強度等種々の要因に影響され⁸⁾、また、せん断補強筋が破断する場合、当然せん断補強筋自身の最大伸び率(破断歪み)で決まる。

図-14にせん断圧縮破壊した供試体のせん断補強筋終局歪み分布の最大値を要因別に示す。グラフ(a)、(b)、および(c)ではそれぞれ主筋の引張剛性比、せん断補強筋の引張剛性比、およびせん断スパン比のみが変化している。また、図-14(a)では歪みの絶対値 ϵ_t を用い、図-14(b)および図-14(c)では(a)および(a)(b)に対する比率 λ_w 、 λ_a で表している。図-14より、主筋の引張剛性比の影響はあまり認められないが、せん断補強筋の引張剛性比、およびせん断スパン比が大きくなるほど、せん断補強筋の終局歪みは小さくなることが明らかである。

そこで、歪み分布の最大値と各要因の相関関係をそれぞれ式(9)～(11)で表すことにした。

$$\epsilon_t = 0.009 \quad (9)$$

$$\lambda_w = 1.8 / (1.6p_w' + 1) \quad (10)$$

$$\lambda_a = 1.8 - 0.225a/d \quad (11)$$

これらの式をかけあわせると、せん断破壊区間におけるせん断補強筋終局歪み分布の最大値 $\epsilon_{w,max}$ および平均値 $\epsilon_{w,av}$ は次の2式によって表される。

$$\begin{aligned} \epsilon_{w,max} &= \epsilon_t \lambda_w \lambda_a \\ &= 0.0023(8-a/d) / (0.625 + p_w') \leq \epsilon_{wb} \end{aligned} \quad (12a)$$

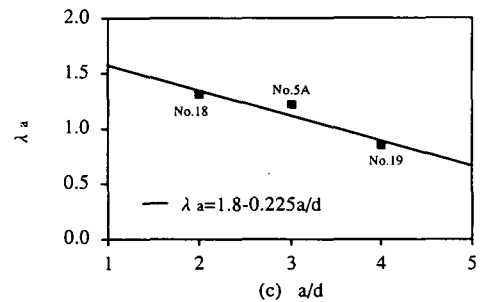
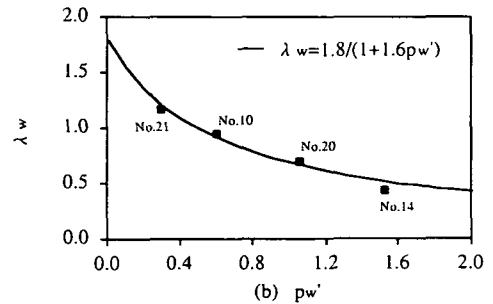
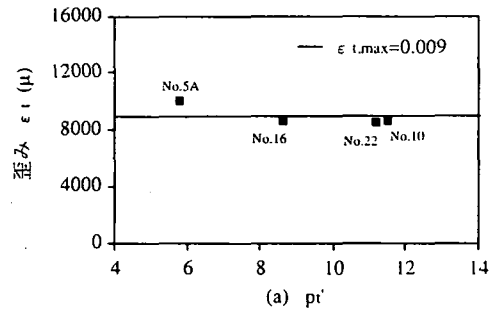


図-14 諸要因がせん断補強筋終局歪みの最大値に及ぼす影響

$$\begin{aligned} \epsilon_{w,av} &= 0.75 \epsilon_{w,max} \\ &= 0.001725(8-a/d) / (0.625 + p_w') \leq 0.75 \epsilon_{wb} \end{aligned} \quad (12b)$$

ここに、 ϵ_{wb} はせん断補強筋の破断歪みである。式(12)が、せん断圧縮破壊時のトラス機構による耐荷力を定式化するための主な変形条件である。この変形条件は軸直角方向のものであり、軸方向主筋の引張剛性、すなわち、アーチ水平引張材の剛性による影響を受けないことになっている。したがって、せん断補強筋の受け持つせん断力 V_s をコンクリートの受け持つせん断力 V_c と切り離して、独自に考えることができる。

(3) せん断補強筋耐力算定式の誘導

せん断補強筋の受け持つせん断力 V_s を定式化する際に必要な諸条件をまとめて以下に示す。

(I) 力の釣り合い条件：

$$V_s = \int (\sigma_w A_w / s) dx \quad (13)$$

(II) 材料の応力-歪み関係：

$$\sigma_{w, \max} = E_w \epsilon_{w, \max} \quad (14)$$

(III) 幾何学的条件：

$$\epsilon_{w, \max} = 0.0023(8-a/d)/(0.625+p_w) \leq \epsilon_{wb} \quad (15)$$

$$L_e = 0.85L_0 \quad (16)$$

$$L_0 = d/\tan(35^\circ) \leq a - 0.5(r_1 + r_2) \quad (17)$$

ここに、 σ_w および $\sigma_{w, \max}$ はせん断補強筋の応力およびその分布の最大値である。また、式 (17) の制限条件は、せん断破壊区間長さ L_0 が、支承板内縁から載荷板外縁までの距離を越えてはならないことを表している。

せん断破壊区間 L_0 がせん断スパン a の制約を受けない場合、式 (16) および (17) を式 (13) に代入すると、

$$\begin{aligned} V_s &= \int (\sigma_w A_w / s) dx \\ &= A_w (\sigma_{w, \max} \int \eta_w dx) / s \\ &= A_w (0.75 \sigma_{w, \max}) L_e / s \\ &= (0.75 \times 0.85 / \tan 35^\circ) A_w \sigma_{w, \max} d / s \\ &= 0.91 A_w \sigma_{w, \max} d / s \end{aligned} \quad (18)$$

また、せん断破壊区間長さ L_0 がせん断スパン a の制約を受ける場合、

$$\begin{aligned} V_s &= A_w (0.75 \sigma_{w, \max}) L_e / s \\ &= (0.75 \times 0.85) A_w \sigma_{w, \max} [a - 0.5(r_1 + r_2)] / s \\ &= (0.75 \times 0.85 / \tan 35^\circ) A_w \sigma_{w, \max} d / s \\ &\quad \times \{0.7[a/d - 0.5(r_1 + r_2)/d]\} \\ &= 0.91 A_w \sigma_{w, \max} d / s \times k_a \end{aligned} \quad (19)$$

ここに、 k_a は小せん断スパン比の場合のせん断破壊区間長さ L_0 の計算値の補正係数であり、次式により求める。

$$k_a = 0.7[a/d - 0.5(r_1 + r_2)/d] \leq 1.0 \quad (20)$$

さらに、曲げせん断圧縮域の高さが純曲げ圧縮域の高さより小さいことを考慮して、せん断圧縮応力の合力の位置から軸方向引張補強筋圆心までの距離 $z = d/1.1$ と仮定すると、式 (18) と式 (19) を統合して次式のように書き直すことができる。

$$V_s = k_a A_w \sigma_{w, \max} z / s \quad (21)$$

また、式 (15) を式 (14) に代入すれば、せん断補強筋の応力分布の最大値 $\sigma_{w, \max}$ は式 (22) より求められる。

$$\sigma_{w, \max} = 0.0023 E_w (8-a/d) / (0.625 + p_w) \leq f_{wb} \quad (22)$$

f_{wb} はせん断補強筋曲げ加工部の破断強度である。 $\sigma_{w, \max} > f_{wb}$ 、すなわち、せん断補強筋が破断する場合は f_{wb} を用いる。

6. せん断耐力提案式およびその適用範囲と適合性

(1) 算定方法まとめ

以上の内容をまとめて、本研究では、補強コンクリートはり部材のせん断耐力算定方法を以下のように提案する。

$$V_u = V_c + V_s \quad (23)$$

$$V_c = 0.07 p_t'^{1/3} f_c'^{4/9} (d/1000)^{-1/4} [0.34 + 3/(a/d)] b_w d \quad (24)$$

$$V_s = k_a A_w \sigma_{w, \max} z / s \quad (25)$$

各記号の意味および単位は次のとおりである。

V_u ：補強コンクリートはり部材のせん断耐力、式 (23) による。

V_c ：コンクリートにより受け持たれるせん断耐力、式 (24) による。

V_s ：せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力、式 (25) による。

f_c' ：コンクリートの圧縮強度 (MPa)

b_w ：腹部の幅 (mm)

d ：有効高さ (mm)

a/d ：せん断スパン比

p_t' ：軸方向引張補強筋の引張剛性比 (%)

$$p_t' = 100 A_t / (b_w d) \cdot (E_t / E_c)$$

A_t ：軸方向引張補強筋の断面積 (mm²)

E_t ：軸方向引張補強筋の弾性係数 (MPa)

E_c ：コンクリートの弾性係数 (MPa)

$$E_c = 8500 f_c'^{1/3}$$

A_w ：区間 s におけるせん断補強筋の総断面積 (mm²)

s ：せん断補強筋の配置間隔 (mm)

z ：せん断圧縮応力の合力位置から軸方向引張補強筋圆心までの距離、一般に $d/1.1$ としてよい (mm)

$\sigma_{w, \max}$ ：せん断補強筋応力分布の最大値 (MPa)

$$\sigma_{w, \max} = 0.0023 E_w (8-a/d) / (0.625 + p_w) \leq f_{wb} (f_{wy})$$

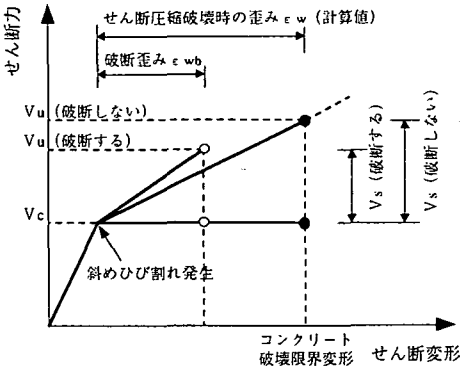


図-15 せん断耐力評価方法の概念図

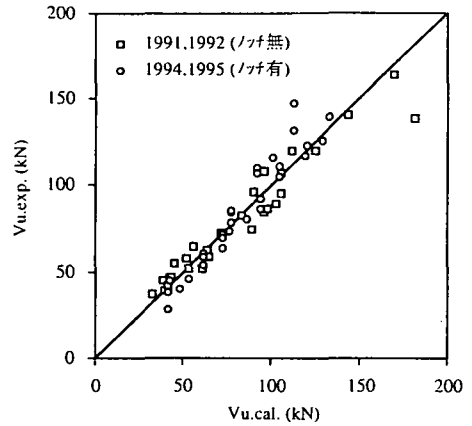


図-16 実験値と計算値の比較 (著者らの実験)

E_w : せん断補強筋の弾性係数 (MPa)
 p_w' : せん断補強筋の引張剛性比 (%)
 $p_w' = 100A_w / (b_w s) \cdot (E_w / E_c)$
 f_{wb} : 連続繊維せん断補強筋曲げ加工部の引張強度, 材料試験結果または次式¹³⁾による (MPa)
 $f_{wb} = (0.092r/h + 0.3)f_{wy}$
 r : 連続繊維せん断補強筋曲げ加工部の曲げ内半径 (mm)
 h : 連続繊維せん断補強筋の断面高さ (mm)
 f_{wy} : 連続繊維せん断補強筋直線部の引張強度 (MPa)
 f_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏強度 (MPa)
 k_a : せん断破壊区間長さの補正係数
 $k_a = 0.7[a/d - 0.5(r_1 + r_2)/d] \leq 1.0$
 r_1, r_2 : 支承板および荷板の長さ (mm)

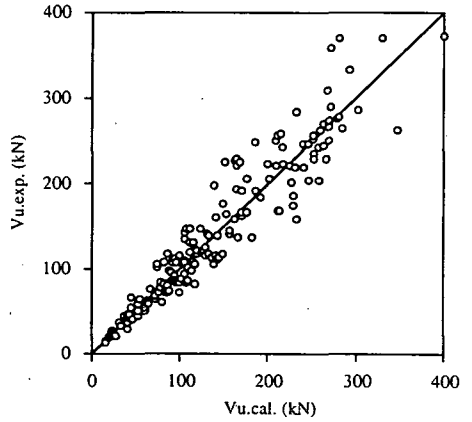


図-18 実験値と計算値の比較 (既往の実験)

図-15に提案のせん断耐力評価方法の概念図を示す。コンクリートにより受け持たれるせん断耐力 V_c は、斜めひび割れ発生以後も変わらないとする。せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力 V_s について、せん断補強筋の歪み $\epsilon_{w, max}$ (応力 $\sigma_{w, max}$)を計算し、この歪み (応力) 計算値はコンクリートせん断圧縮破壊時の限界変形に対応する。 $\epsilon_{w, max} \leq \epsilon_{wb}$ ($\sigma_{w, max} \leq f_{wb}$) の場合、破壊形式はせん断圧縮破壊となり、 V_s は計算歪み $\epsilon_{w, max}$ (計算応力 $\sigma_{w, max}$)により算出され、 $\epsilon_{w, max} > \epsilon_{wb}$ ($\sigma_{w, max} > f_{wb}$) の場合、破壊形式はせん断補強筋破断となり、 V_s は破断歪み ϵ_{wb} (破断応力 f_{wb})により算出される。

あり、連続繊維補強材の有効区間 L_e より小さい。したがって、式(18)および式(19)において $\sigma_{w, max}$ として f_{wy} を代入し、また0.75は平均歪み分布係数ではなく、せん断補強鉄筋の有効区間が $0.75L_e$ として、次のように書き直すことができる。

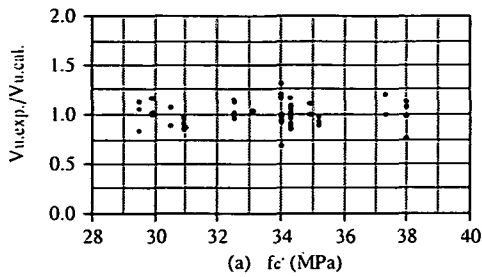
$$\begin{aligned}
 V_s &= A_w (0.75 \sigma_{w, max}) L_e / s \\
 &= A_w \sigma_{w, max} (0.75 L_e) / s \\
 &= A_w f_{wy} [(0.75 \times 0.85 / \tan 35^\circ) d] / s \\
 &= A_w f_{wy} [0.91d] / s \\
 &= A_w f_{wy} z / s
 \end{aligned}$$

(2) 提案式の算定精度および適用範囲

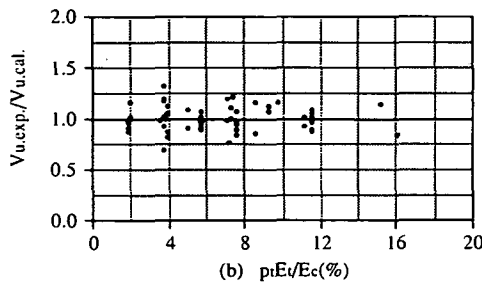
まず特筆すべきなのは、上記の提案式は連続繊維補強材のみならず、一般鉄筋および高強度鉄筋を用いる場合にも適用できる。従来では、せん断補強筋が鉄筋の場合、その応力は一律に降伏強度 f_{wy} に達するが、せん断耐力 V_s に寄与する範囲は 45° 区間で

すなわち、 45° のトラス理論と合致する。

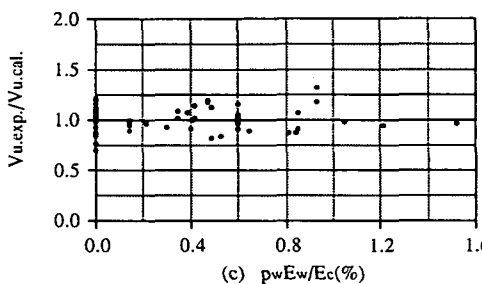
次に、既往の実験結果との比較により、本せん断耐力提案式の妥当性および各パラメータの適用範囲を示す。ここで、実験結果との比較を二段階に分けて行うこととする。まず、著者らがこれまでに行った鉄筋および連続繊維補強コンクリートはりの実験



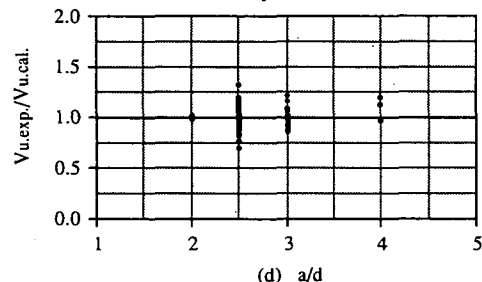
(a) f'_c (MPa)



(b) $\rho_t E_t/E_c$ (%)

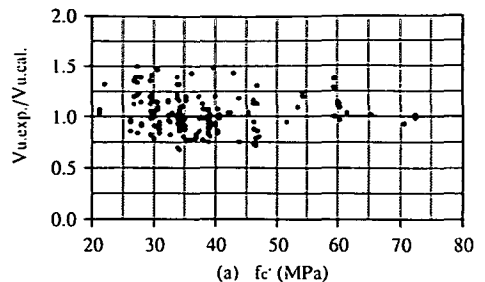


(c) $\rho_w E_w/E_c$ (%)

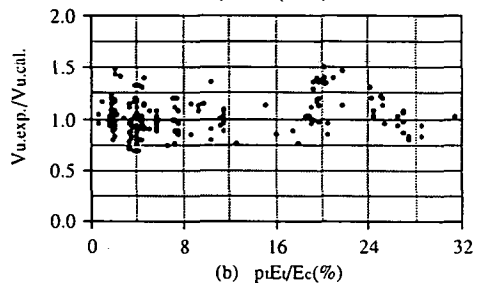


(d) a/d

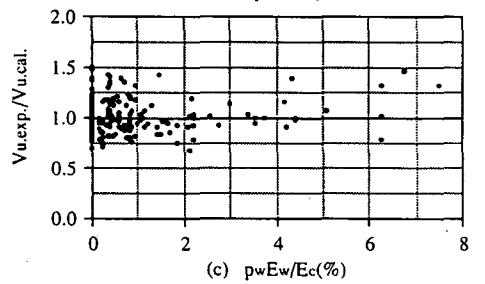
図-17 提案式に対する要因検証 (著者らの実験)



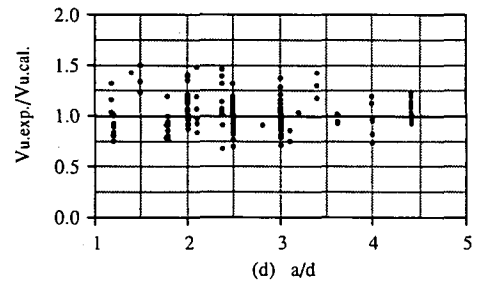
(a) f'_c (MPa)



(b) $\rho_t E_t/E_c$ (%)



(c) $\rho_w E_w/E_c$ (%)



(d) a/d

図-19 提案式に対する要因検証 (既往の実験)

データ^{8), 12), 14), 15)} 60体について比較を行う。次に、さらに範囲を広げて、著者らの実験も含め連続繊維補強コンクリートに関する研究件数が急激に増え初めたと思われる1988年からの8年間に公表されていた連続繊維補強コンクリートはり(軸力およびプレレスト無し)の実験データのほとんど、およびせん断補強筋として高強度鉄筋を用いたもの一部、総計186体の実験データ^{11), 16)~30)}について比較を行う。

図-16に著者らの実験と提案式の比較を示す。ノッチによる影響はほとんどなく、計算値は実験値とよく一致しているといえる。

図-17に著者らの実験データについて、実験値を

計算値で除した値(耐力比)と諸影響要因との関係を示す。全てのパラメータに対して傾きがないことが確認できる。

図-18に全ての実験データと提案式による計算値との比較を示し、同様に図-19に全ての実験データに対する各パラメータと耐力比の関係を示す。ただし、せん断補強筋曲げ成形部の破断強度または曲げ内半径が明示されていないものについては、曲げ内半径とせん断補強筋断面高さとの比 r/h を3と仮定して計算した。実験データの特徴およびパラメータの範囲は以下のとおりである。供試体総数186、その内、せん断補強の無いものは59、せん断補強のあるものは127、高強度せん断補強鉄筋を使用したもの

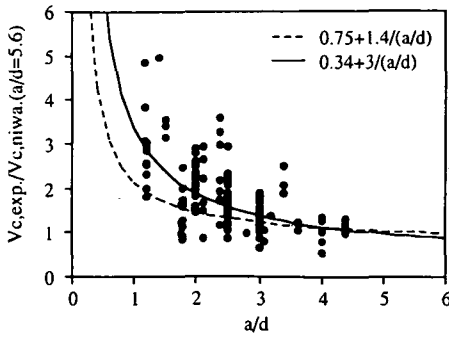


図-20 セン断スパン比統合に関する再検証

表-3 提案式の算定精度

	著者らの実験		全ての実験	
	平均値	変動係数	平均値	変動係数
せん断補強無	0.998	0.138	1.047	0.169
せん断補強有	1.001	0.108	1.010	0.167
全 部	1.000	0.120	1.022	0.169

は8体である。コンクリート圧縮強度は21.2~72.4MPa、主筋の弾性係数は $(0.39 \sim 2.18) \times 10^5$ MPa、主筋の引張剛性比は0.63~31.4%、せん断補強筋の弾性係数は $(0.30 \sim 2.19) \times 10^5$ MPa、せん断補強筋の引張剛性比は0.14~7.49%、せん断補強筋の引張強度は420~2276MPa、せん断スパン比は1.18~4.40である。これで分かるように、提案式は、著者らの実験だけでなく、ほかの研究者らによる実験にも有効である。

さらに、全ての実験データに対し、 $(V_u$ 実験値 - V_s 計算値)をせん断スパン比の項をなくした修正二羽式で除した値とせん断スパン比の関係を図-20に示す。修正したせん断スパン比の項 $[0.34+3/(a/d)]$ は実験値をよく表しており、二羽式についての統合修正は有効であることが再度確認できた。

提案式の算定精度について、表-3に実験値と計算値の耐力比の平均値および変動係数を、せん断補強筋無し、せん断補強筋有り、および全供試体の3欄に分けて示した。著者らの実験のみの場合は、平均値と変動係数はそれぞれ0.998と0.138、1.001と0.108、1.000と0.120である。また、全ての実験データの場合は、平均値と変動係数はそれぞれ1.047と0.169、1.010と0.167、1.022と0.169である。本提案式では、既往の実験結果を精度よく予測できることが明らかである。

7. 最小せん断補強筋量について

せん断補強筋が無く、せん断スパン比が約2.5~3

以上のコンクリートは、通常、斜めひび割れの発生後ただちにせん断破壊を起こすいわゆる斜め引張破壊となる。この脆性的な斜め引張破壊を防ぐために、必要最小限のせん断補強筋を配置する必要がある。設計上の最小せん断補強筋量は、この理論上の意味のほかに、実際の斜めひび割れが必ずせん断補強筋を横切ることを保証するためのせん断補強筋の最大配置間隔、施工上鉄筋骨組みにある程度の剛性を持たせるためのせん断補強筋の最小径、およびコンクリートの乾燥収縮や温度差の影響を考慮するなど構造上の意味も含まれる。

せん断補強筋のないはりでは、斜めひび割れの形成によりはり腹部のコンクリートが耐力を失っても、残りの圧縮部コンクリートと引張主筋によってタイドアーチ的な抵抗機構が形成され、はりはお荷重の増加に耐えようとすると考えられる。しかし、主筋比が低く、せん断スパン比が比較的大きいはりにおいては、はり機構からアーチ機構への力の伝達機構の転換が間に合わない場合、あるいは斜めひび割れが発生したときの荷重の大きさが、形成できるアーチ機構の耐荷能力を越える場合には、部材はただちに破壊に至り、すなわち、斜めひび割れ発生荷重が最大耐力となる。この力の伝達機構の転換が実現できるのに必要な分担力 $V_{s, min}$ を最小量のせん断補強筋に頼ることになるが、これを理論的に導くことは一般的に困難である。

そこで、便宜的な方法として、次式を用いて最小せん断補強筋量を導くこととする。

$$V_{s, min} = V_c |_{a/d=3} - V_c |_{a/d>3} \quad (26)$$

すなわち、斜め引張破壊を起こすせん断スパン比 $a/d \geq 3$ のはりに、最小量のせん断補強筋を配置することによって、 $a/d=3$ の場合の V_c と同等の耐力を持たせることである。

式(26)に式(24)と式(25)を代入して整理すると、最小せん断補強筋比 $p_{w, min}$ は次式によって与えられる。

$$p_{w, min} = 1.1 [1 - 3/(a/d)] p_c^{1/3} (d/1000)^{-1/4} f_{vc} / f_{wb} \quad (27)$$

ここに、 $f_{vc} = 0.07 f_c^{4/9}$

このように、最小せん断補強筋比 $p_{w, min}$ はせん断スパン比、主筋の引張剛性比、有効高さ、コンクリート強度、およびせん断補強筋引張強度の関数となる。既往の実験結果によれば、 $a/d > 5.6$ の場合、その影響はほとんどなくなり、さらに、 $a/d > 5.6$ のスレンダーなはりがせん断破壊を起こす可能性はかなり少ないので、5.6を a/d の考慮範囲の上限値としてよい

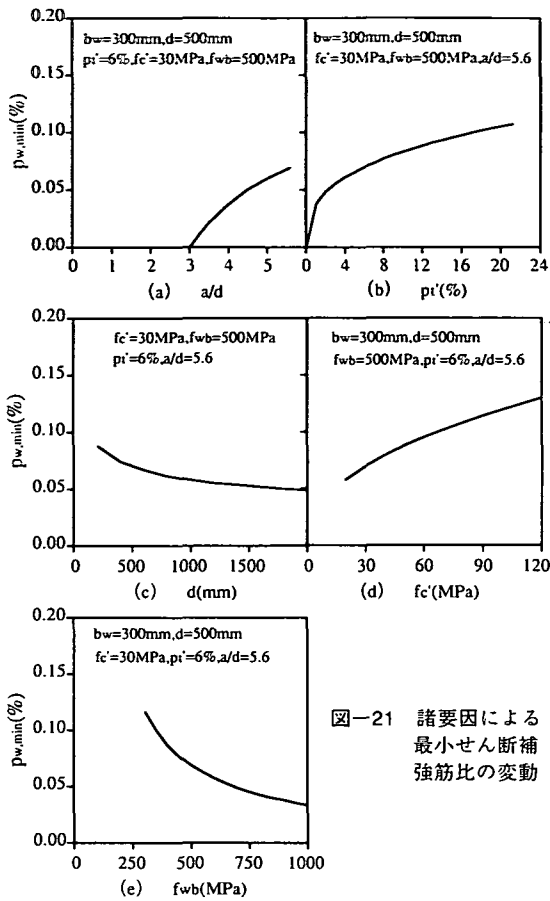


図-21 諸要因による最小せん断補強筋比の変動

と考えられる。

図-21に各要因による $p_{w, \min}$ の変化を示す。各要因の変化範囲として、せん断スパン比 $a/d=1\sim 5.6$ 、主筋の引張剛性比 $p_t=0\sim 21\%$ 、有効高さ $d=200\sim 2000\text{mm}$ 、コンクリート圧縮強度 $f_c'=20\sim 120\text{MPa}$ 、せん断補強筋の引張強度 $f_{wb}=300\sim 1000\text{MPa}$ である。図-21で分かるように、せん断スパン比、主筋の引張剛性比、およびコンクリート強度が大きいほど、また、有効高さおよびせん断補強筋の引張強度が小さいほど、必要最小せん断補強筋比 $p_{w, \min}$ は大きくなる。

設計上、せん断耐力を式(24)で求めると同時に、式(27)により最小せん断補強筋比 $p_{w, \min}$ も簡単に計算でき、それほど手間がかからなくなかつ合理的な配筋が実現できる。しかし、設計プロセスをもっと簡単化するために、経済合理性を多少犠牲にして $p_{w, \min}$ をある一定の値に設定することが現実的に求められている。現行の土木学会コンクリート標準示方書³¹⁾では、鉄筋コンクリート棒部材の $p_{w, \min}$ を次のように定めている。

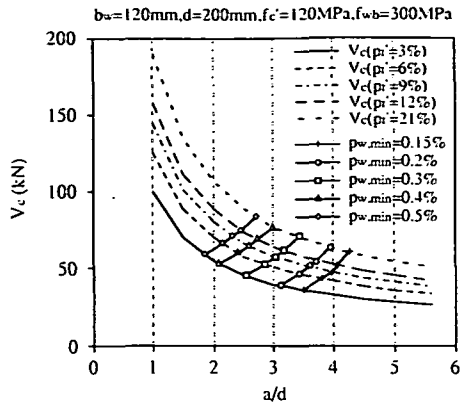


図-22 最小せん断補強筋比の試算例

$$A_{w, \min}/(b_w s)=0.0015 \quad (28)$$

この値はどの程度のものなのかをチェックするために、図-22に有効高さ $d=200\text{mm}$ 、コンクリート強度 $f_c'=120\text{MPa}$ 、およびせん断補強筋強度 $f_{wb}=300\text{MPa}$ と最も不利に設定して、主筋の引張剛性比 p_t を3~21%の範囲内で変化させた時のせん断耐力 V_c 、および $p_{w, \min}=0.15, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5\%$ のせん断補強筋を配置した場合のせん断耐力 $V_u=V_c+V_{s, \min}$ とせん断スパン比 a/d の関係のプロットした。図のように、最も不利な場合では、 $p_{w, \min}=0.15\%$ のせん断補強筋を配置した場合のせん断耐力 V_u はせん断スパン比 $a/d=4$ 付近の V_c に相当する。しかし、修正される前の二羽式を用いると、 V_u は斜め引張破壊とせん断圧縮破壊の境界値 $a/d=3$ 付近の V_c に相当することになる。したがって、 $a/d=3$ 付近から $a/d=4$ 付近にずれたのは、二羽式と修正二羽式の差によるものと思われる。また、二羽式をベースとした示方書の $p_{w, \min}=0.15\%$ に関する規定は適切なものであると言える。

示方書のレベルを参考に、 $a/d=3$ 付近の V_c に相当する耐力を持たせるために、本研究で提案した修正二羽式を用いる場合、図-22より最小せん断補強筋比 $p_{w, \min}$ は以下の値となる。

$$p_{w, \min}=A_{w, \min}/(b_w s)=0.003 \quad (29)$$

この値は示方書規定の2倍となっているが、これはあくまでもせん断スパン比 $a/d \geq 3$ のはりに最小量のせん断補強筋を配置することにより $a/d=3$ の場合の V_c と同等の耐力を持たせるという条件から得られたものである。実際に、0.15%の値が十分であることが実験によって確認されたならば、より経済的な設計が可能となり、 $a/d=3$ の場合の V_c と同等の耐力を持たせるという条件にこだわる必要はない。過去の実績と経験を十分考慮して、著者らは式(30)によ

り直接計算で求めることを薦める。

$$p_{w, \min} = 1.1[1 - 3(a/d)]p_c^{1/3}(d/1000)^{-1/4}f_{vc}/f_{wb} \geq 0.0015 \quad (30)$$

8. 結論

本研究では、連続繊維補強コンクリートはりと鉄筋コンクリートはりを比較することにより、せん断破壊機構の相違点を明らかにし、それに基づき、連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力評価方法を構築した。得られた結論を要約すると、以下のようになる。

連続繊維補強材でせん断補強した場合、トラス機構とアーチ機構が共存して外部の荷重に抵抗する点では変わらないが、破壊の原因、それに伴う作用力分担の変化、および破壊形式は従来の鉄筋コンクリートはりとは異なる。コンクリートの圧縮破壊が先行する場合、鉄筋コンクリートと逆方向の応力再分配が生じるため、せん断補強筋が二次的に破断するまで、急激な耐力低下は見られない。また、終局時を対象に考える時、はりとしてのせん断変形挙動は斜め引張モデル実験とは異なり、水平方向のずれが小さく、せん断補強筋はほぼ鉛直方向のみ歪む。さらに、せん断補強筋の引張剛性比、およびせん断スパン比が大きくなるほど、せん断補強筋の終局歪みは小さくなることが実験的に明らかとなった。

コンクリートの受け持つせん断力 V_c はせん断補強筋の引張剛性比 p_w' の影響を受けない。また、せん断補強筋の受け持つせん断力 V_s は主筋の引張剛性比 p_c' の影響を受けない。この2点は、降伏点を持たない材料をせん断補強筋に用いる場合には特に重要なものであり、すなわち、コンクリートの受け持つせん断力 V_c とせん断補強筋の受け持つせん断力 V_s を切り離して、独自に定式化することができる。

コンクリートの受け持つせん断力について、辻らの提案を考慮した二羽式の適用性を、せん断補強された場合も含めて検証するとともに、必要な統合修正を行い、 a/d の幅広い領域にわたって適用可能にした。また、せん断補強筋の受け持つせん断力について、せん断補強筋の歪み分布を、載荷板外縁からの水平距離 x と破壊領域水平長さ L_0 との比が0.7の位置に頂点を持つ2次放物線分布にモデル化し、さらに、せん断圧縮破壊の限界変形に対応するせん断補強筋の歪み条件を規定することにより、せん断補強筋の受け持つせん断力を定式化することができた。これらを総合して、連続繊維補強コンクリートはりのせ

ん断耐力算定式を提案した。最終的に、既往の大量の実験データと比較することにより提案式の妥当性を確かめた。本提案式は、異なる補強材を統一的に評価できること、異なる破壊モードを包括的に処理していること、および予測精度が高いなどの点でこれまでに提案されていた算定式より優れていることが示された。

また、設計への提言として以下の諸項目が挙げられる。

(1) せん断補強されていないはりにおいて通常起こりうる破壊形式はせん断圧縮破壊と斜め引張破壊の2つがある。後者は斜めひび割れ発生の瞬時に起こる非常に脆性的な破壊であるため、従来の鉄筋コンクリートと同様に設計上避けるべきである。その保証措置として、必要最小限のせん断補強筋を配置する。最小せん断補強筋比 $p_{w, \min}$ は式(30)より求めることが望ましい。

(2) せん断補強されているはりにおいて通常起こりうる破壊形式は、せん断圧縮破壊とせん断補強筋破断の2つがある。後者はせん断補強筋の破断に伴う非常に脆性的な破壊であるため、設計上避けるべきである。その保証措置として、破断歪みの大きいせん断補強材を選ぶか、または式(22)において $\sigma_{w, \max} \leq f_{wb}$ が満足するように、せん断補強筋の引張剛性比($p_w' = 100A_w / (b_w s) \cdot (E_w / E_c)$)を大きく設定する必要がある。

(3) 本研究で提案したせん断耐力算定式にはせん断スパン比 a/d の項が含まれている。一般に、設計において考慮すべき荷重の種類や個数、およびその作用位置がさまざまに変化し、せん断スパン比 a/d を一義的に定めることは困難とされているため、示方書では a/d を最も不利な値に設定して導いた算定式を設計式として定められている。これより安全側の設計ができるとされているが、安全性のマージンはせん断スパン比の領域によって0から数倍とその差はあまりにも大きい。また、せん断耐力に影響を及ぼす諸要因の中でせん断スパン比 a/d の影響が最も大きい。この影響の最も大きいパラメータを安全側になくしてしまうことは到底合理的であるとは思えない。過去において集中荷重以外の荷重を受ける場合のせん断スパン比を定める方法に関する研究は少ないが、それらの成果を参考に、せん断スパン比の項を保留する方向で設計式を決めることが望ましい。

(4) 鉄筋コンクリートはりの設計において、斜めひび割れとはほぼ直角方向の折り曲げ鉄筋がよく使われている。著者らの実験結果によれば、終局付近においてせん断補強筋はほぼ鉛直方向(軸直角方向)に伸びていることから、折り曲げ鉄筋のようにせん

断補強筋を斜めに配置すると（例えば角度の緩い螺旋配置），かえって引張とずれに伴う不利な応力集中を受けるので，連続繊維せん断補強筋の配置方向を部材軸と90°（鉛直方向）にすべきである。

参考文献

- 1) Okamura, H. and Higai, T.: Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement, *Proc. of JSCE*, No.300, pp.131-141, 1980.
- 2) 中村 光 檜貝 勇：連続繊維で補強したコンクリートはりのせん断耐荷力の評価，土木学会論文集，No.508/V-26, pp.89-100, 1995.2.
- 3) 辻 幸和，斎藤 等，関島謙蔵，小川広幸：FRPで補強したコンクリートはりの曲げ及びせん断性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10, No.3, pp.547-552, 1988.6.
- 4) 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コンクリートはりのせん断耐力の定量的評価，土木学会論文集，No.520/V-28, pp.157-169, 1995.8.
- 5) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村 甫：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集No.372/V-5, pp.167-176, 1986.8.
- 6) 二羽淳一郎：FEM解析に基づくディーブビームのせん断耐荷力算定式，日本コンクリート工学協会，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ギウム論文集，pp.119-128, 1983.10.
- 7) Zhao, W. and Maruyama, K.: Shear Behavior of Concrete Beams Reinforced by FRP Rods as Longitudinal and Shear Reinforcement, *2nd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, pp.352-359, 23-25 August 1995, Ghent, Belgium.
- 8) 趙 唯堅，丸山久一，鈴木秀門，木暮明仁：ノッチを設けたFRP補強コンクリートはりのせん断耐荷性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17-2, pp.965-970, 1995.6.
- 9) 横井克則，島 弘，水口裕之：RCせん断耐力式の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, 1992.6.
- 10) 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，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に関するシンポジウム講演論文報告集，pp.199-204, 1992.4.
- 11) 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，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に関するシンポジウム講演論文報告集，pp.199-204, 1992.4.
- 12) 木暮明仁，丸山久一，趙 唯堅：FRP補強コンクリートはりのせん断性状に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18-2, 1996.6.
- 13) 土木学会：連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針（案），コンクリートライブラリー，第88号，1996.9.
- 14) 小林俊彦，丸山久一，清水敬二，金倉正三：CFRPロッドを主筋及びスターラップに用いたコンクリート梁のせん断性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14, No.2, pp.701-706, 1992.6.
- 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, 1993.6.
- 16) 天野玲子，村山八州雄，奥村一正，ブシャタム，ブシャ：各種FRPロッドを軸方向筋とした梁部材のせん断特性，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に関するシンポジウム講演論文報告集，pp.181-186, 1992.4.
- 17) 白石文雄，辻 誠一，浜田 元，廣中哲也：螺旋糸巻き状FRPロッドをせん断補強筋とする梁の剪断試験，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に関するシンポジウム講演論文報告集，pp.193-198, 1992.4.
- 18) 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はりのせん断耐荷機構について，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に関するシンポジウム講演論文報告集，pp.173-180, 1992.4.
- 19) 寺田年夫，鳥取誠一，涌井 一，宮田尚彦：FRPをせん断補強に用いたRCはりの破壊性状について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10, No.3, pp.541-546, 1988.6.
- 20) 遠藤克彦，石橋一彦，岡本 直，谷垣正治：組紐状FRPロッドにとるスパイラル筋を用いたコンクリート梁のせん断性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11-1, pp.807-812, 1989.6.
- 21) 涌井 一，鳥取誠一，寺田年夫，原 千里：FRP棒材を緊張材ならびにらせん状せん断補強筋として用いたはりのせん断試験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11, No.1, pp.835-838, 1989.6.
- 22) 手塚正道，近藤 順，岡崎正樹：ビニロンFRPロッドをスターラップとして用いたはりのせん断試験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12-1, pp.1123-1128, 1990.6.
- 23) 平田裕一，岡本 直，遠藤克彦，谷垣正治：組紐状FRPロッドせん断補強用いたコンクリート梁のせん断性状，コンクリート工学年次論文報告集，

- Vol.12-1, pp.1129-1134, 1990.6.
- 24) 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.1, pp.1141-1146, 1990.6.
- 25) 近藤 悟, 永坂具也: 長繊維棒材をあばら筋とするコンクリート梁のせん断補強効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13-2, pp.811-816, 1991.6.
- 26) 村山八州雄, 天野玲子, 奥村一正, アシラムブジャ: 新素材によるせん断補強効果について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14-2, pp.209-214, 1992.6.
- 27) 西浦範昭, 植谷栄次, 新藤健太: 高強度せん断補強筋を用いたコンクリートはりのせん断抵抗に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15-2, pp.461-466, 1993.6.
- 28) 奥村一正, 齊藤 宗, 秋山 暉, 中村 宏: 現場加工型CFRPを用いたRC部材のせん断性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15-2, pp.871-874, 1993.6.
- 29) 小林克己, 伊部宗一, 藤崎忠志: せん断補強筋として連続繊維補強筋を用いたRCはりのせん断性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15-2, pp.875-880, 1993.6.
- 30) 横井克則, 島 弘, 水口裕之, 広畑晴俊: 連続繊維補強材を用いたT型断面はりのせん断性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16-2, pp.1075-1080, 1994.6.
- 31) 土木学会: コンクリート標準示方書(設計編), 1991.
- (1996. 8. 13 受付)

SHEAR RESISTING MECHANISM AND SHEAR CAPACITY OF CONTINUOUS FIBER REINFORCED CONCRETE BEAMS

Weijian ZHAO and Kyuichi MARUYAMA

Low tensile rigidity of continuous fiber reinforcing materials (CFRM) must influence the shear capacity of concrete beams with CFRM. In order to study the shear resisting mechanism, deflections along a shear crack and strains of reinforcement were experimentally examined in detail. At first, the influence of low tensile rigidity of CFRM on the concrete contribution for shear capacity was evaluated using concrete beams without stirrups. Then introducing a deflection model along a dominant shear crack strain distribution in stirrups was determined and the stirrup contribution to shear capacity was quantitatively evaluated taking account of stiffness and with/without yielding.