## [11] 鉄筋コンクリート部材のせん断強度と変形性能

## 正会員 渡辺史夫(京都大学工学部)

1.序

曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート部材は、危険断面が曲げ破壊する以前の低い荷重段階に おいて斜めひび割れの発生を伴って急激に破壊することがあり、通常これをせん断破壊と呼ぶ。 図1にせん断補強筋を有しない鉄筋コンクリート梁の曲げ破壊(引っ張り破壊)とせん断破壊の典 型的な例を示した。梁Aは外力の増大にともなって曲げひび割れの発生、引っ張り鉄筋の降伏を 経験した後、圧縮縁コンクリートの圧壊により破壊する。一方梁Bは曲げひび割れの発生後引っ 張り鉄筋が降伏する以前に斜めひび割れの発生を伴って急激に耐力を失う。これが、典型的なせ ん断破壊の一つである斜張力破壊であり、この発生の有無に対する目安はせん断スパン長さと断 面有効高さの比a/dであり、Kani<sup>1</sup>)</sup>によるとa/d≧5.6であれば斜張力破壊は起きないとされている。

さて、図1より明かなように、鉄筋コンクリート部材のせん断破壊は脆性的な為、このような 破壊は極力避けるべきである。特に、地震国においては、じん性に富んだ曲げ破壊を先行させな ければいけない。したがって、現在の鉄筋コンクリート部材のせん断問題に関する研究の焦点は、 強度のみを要求される部材のせん断強度およびじん性部材(降伏ヒンジ発生部材)の曲げ降伏以 後のじん性確保の方策にあり、各所で精力的な研究が推進されている。また、新材料、例えば高 強度コンクリートまたは高強度せん断補強筋を用いた梁、柱のせん断強度およびじん性に関して も研究が推進されており、一部は既に実用化されつつある。

本報告では、せん断ひび割れの発生、せん断補強筋の効果、せん断強度の算定およびじん性の 確保といった基本的問題について、過去の主たる研究成果を引用して順次解説を加えていく。た だし、筆者の立場上、主として建築の

分野についての解説になることを御容 教願いたい。

2.せん断補強筋を有しない 部材のせん断抵抗機構

## 2.1.梁機構

鉄筋コンクリート曲げ部材断面の解 析には平面保持の仮定とコンクリート は曲げによる引っ張り応力を負担しな いとの仮定が用いられる。この仮定で 常用状態での長方形断面単筋梁の中立 軸深さxdおよび合力中心距離jdを求め ると、周知の下式が得られる。





 $xd=[-n \cdot pt + \sqrt{\{n \cdot pt(n \cdot pt+2)\}}]d -(1)$ jd=d-xd/3 -(2)

ここで、nは弾性係数比、ptは引っ張 り鉄筋比、dは断面有効高さである。 (1)、(2)式より判るように、jd は一 定(図2)であり、従って鉄筋の引張 力 TはモーメントMの大きさに比例し て変化する。



T=M/jd -(3)

図2.断面せん断応力と付着応力

この状態では、図2に示すように、せん断力はコンクリート断面に生じるせん断応力によって負担 される。同図に示すように、梁に於いてはせん断応力は圧縮縁で零で中立軸位置で最大値τc(軸 圧縮力の存在する場合には中立軸位置より少し上で最大となる<sup>2)</sup>)となり、以下引張鉄筋位置ま で一定値をとる。この下方に伝達されたせん断応力τcは引張鉄筋の付着応力τbと釣り合う。

 $\tau c=Q/(b \cdot jd) --(4.a)$   $\tau c \cdot b \cdot dx = \tau b \cdot \Sigma \psi \cdot dx --(4.b)$ 

従って、引張鉄筋の付着作用の喪失(丸鋼等付着性能の悪い場合に生じ易い)もしくは曲げひび 割れ間のコンクリート片持ち梁の破壊によりこの釣合が満足されなくなった場合には、(3)式で与 えられるモーメント変化に対応した鉄筋引っ張り力変化が生じなくなり、後で述べるアーチ作用 が支配的となる。さて、このτbは、鉄筋の付着強度が(4.b)式より求められるτbより大きい場合 には、曲げひび割れ間に形成されたコンクリート片持ち梁の曲げ抵抗およびひび割れ間骨材の噛 み合い作用等によって支持されるがある限界に達すると、せん断ひび割れが発生する。これを極 めて単純化し説明したのがKaniのTooth理論<sup>1)</sup>であり、いろいろ問題はあるが真実の一端を表して いるものと考えられる。既往のせん断ひび割れ強度Qcに対する式は種々あるがこれらはすべて、 梁機構の喪失強度を与えているものと考えてよいであろう。以下にそれらの幾つかを挙げる。こ こで、(8)式は(5)式を軸力の存在する場合にまで拡張したものである。

Kani式<sup>1)</sup> Qc=(7/48)·ft'·b·d·(Cw/s) --(5)

<u>荒川式<sup>3</sup></u>, Qc=0.085,kc,(Fc+500)/(a/d+1.7),b,d ---(6)

<u>Mattock式</u><sup>4</sup>) Qc=(1.75-0.036/n/pt+4·n·pt)·0.265·√(Fc)·b·d+Mcr/(M/Q-0.5·d) --(7)

<u>六車・渡辺式</u><sup>5</sup>, Qc=(7/48)·ft'·b·d·(Cw/s)+{1-0.785·(d-0.5·h)·n·Ast·d/Ieq}·Qo --(8)

Cw:曲げひび割れ間隔、s:コンクリート片持ち梁長さ、kc:断面高さにより決まる係数、b:断面幅、 d:断面有効高さ、a:せん断スパン長さ、n:鋼とコンクリートの弾性係数比、pt:引張鉄筋比、Qc: 梁機構耐力、b:断面幅、h:断面全高さ、d:断面有 効高さ、Fc:コンクリート圧縮強度、ft':コンク リート引張強度、Ast:引張鉄筋断面積、Ieq:コン クリートに換算した等価断面2次モーメント、 Mcr:曲げひび割れモーメント、M:クリティカル断 面曲げモーメント、Q:クリティカル断面せん断力、 Qo: クリティカル断面の引っ張り鉄筋位置コンク リート応力が零となるときのせん断力



2.2.アーチ機構

せん断補強筋の無い場合には、せん断ひび割れ発生後はアーチ機構により外力せん断力に抵抗 する。ここでは、図3に示すように鉄筋には一定の引張力が生じており、モーメントの変化には応 力中心距離の変化で対応している。このような場合には破壊は最大モーメント断面でのコンクリ ート圧壊によって生じるものと考えられる。アーチ機構耐力を与えたものとしては、Waltherのせ ん断圧縮理論<sup>6)</sup>、Kaniの残存アーチ理論<sup>1)</sup>およびNielsen の下界定理に基づいた塑性式<sup>7)</sup>(図4参 照)等がある。またせん断補強筋の無い梁のせん断強度に対する荒川式<sup>3)</sup>も基本的にはアーチ耐 力を与えているもの考えてよいであろう。以下に、Kani、Nielsenおよび荒川によるアーチ機構耐 力Qa式を示す(Walther式は構成が複雑なので文献を参照されたい)。

 Kani式<sup>1</sup>
 Qa=1.11·Qu·(d/a)
 ---(9)

<u>Nielsen</u> $\vec{x}^{\gamma}$  Qa= [ $\sqrt{\{(a/h)^2+1\}} - a/h$ ]  $\cdot \nu \cdot Fc \cdot b \cdot h/2$  --(10)

<u>荒川式</u><sup>3</sup>, Qa=0.115·ku·kp·(180+Fc)·b·j/(a/d+0.115) ---(11)

Qm:クリティカル断面が曲げ破壊するときのせん断力、レ:コンクリート圧縮強度有効係数、j:応 力中心距離、a:部材せん断スパン長さ、h:部材断面全高さ、b:部材断面幅、ku,kp:梁断面有効高 さおよび引っ張り鉄筋量の影響を表す係数

これらの式はすべて、a/d 比が大き くなるほどアーチ機構耐力が小さく なる構成となっており、実験結果と 対応している。当然のことではある が、せん断ひび割れ耐力のほうがア ーチ機構耐力よりも大きい場合には、 せん断ひび割れの発生と同時に部材 は破壊する。また、(9) 式を軸力の 存在する場合に拡張する方策は文献 (8)に示されている。



図4. Nielsenによるアーチ機構(文献7より引用)

-107 -

3.せん断補強筋の補強効果

せん断補強筋の補強効果に 対しては大略2つの考え方が ある。一つは、先のQaまたは Qcに到達して以後の耐力上昇 Qsを実験的に求め、せん断補 強筋の面積比と降伏強度の積 pw・σ wy の関数として実験式



図5.トラス機構

で与えるもので荒川式<sup>3)</sup>((12)式)、六車・渡辺式<sup>5)</sup>((13)式)などがある。これら2式の違い は、前者が実験で得られた破壊耐力に、後者が実験時の実測せん断補強筋応力変化に基づいてい る点にあり、現行の建築学会RC規準のせん断設計式は(12)式より導かれたものである。

 $Q_{s=2.7} \cdot (p_{W} \cdot \sigma \cdot w_{y})^{0.5} \cdot b \cdot jd --(12)$   $Q_{s=3.0}(p_{W} \cdot \sigma \cdot w_{y})^{0.785} \cdot b \cdot jd --(13)$ 

もう一つは図5に示すトラス機構によって表す方法である。トラス機構による負担せん断力Qtは、 材軸に直角に配筋された通常のフープおよびスターラップに対しては、

で与えられる。

jt:トラス機構における上下弦材間距離で圧縮および引張主筋間距離または応力中心距離、pw:せん断補強筋面積比、σwy:せん断補強筋降伏強度、φ:コンクリート圧縮束の材軸に対する角度

またこのときにコンクリート圧縮束に生じる斜め圧縮応力cσtは、(15)式で与えられる。

$$c\sigma t = (1 + \cot^2 \phi) \cdot pw \cdot \sigma wy --(15)$$

したがって、cσtが過大となってコンクリート圧縮束が圧壊してはいけないため、(14)式を用い る場合にはcσtの大きさに対して制限が与えられることになる。

4.部材のせん断強度

せん断補強筋を有しない部材のせん断強度は、梁機構耐力またはアーチ機構耐力の大きい方で 与えられることは先に述べた通りである。ここでは、せん断補強筋を有する一般部材のせん断強 度について述べる。

部材のせん断強度算定式としては大きく分けて3つのタイプがある。それらは、(a)せん断ひび 割れ耐力またはせん断補強筋を有しない部材のせん断耐力などいわゆるコンクリート負担せん断 力と呼ばれているものとせん断補強筋の補強効果(実験式またはトラス機構耐力)の和で与える もの、(b)せん断補強筋と上下弦材により形成されるトラス機構耐力で与えるもの、(c)塑性理論

- 108 -

の下界を用いトラス機構とア ーチ機構の重ね合わせ耐力で 与えるもの、である。各国の 規・基準に於けるせん断設計 式は、おおむねこれらの(a) または(b)もしくは(a)と(b) の組合せで与えられている。 (c)については、軸力および 曲げモーメントに関する釣合



をも満足させる形で提案された南等<sup>9</sup>)による拡張累加理論および称原等<sup>10</sup>)による圧縮場理論、市 之瀬等<sup>11</sup>)による重ね合わせ理論が提案されておりこれらの考え方に基づいた、トラス機構とアー チ機構の重ね合わせによるせん断設計式が、建築学会RC耐震小委員会(主査・岡田恒男)に於て、 終局強度耐震設計指針案中のせん断設計条項に取り入れるべく検討<sup>12</sup>)されている。以下に、その 最新の検討案を紹介する。

これは設計の簡明さを考えて、曲げ設計の終了した部材に対して要求せん断強度を確保すると いう手順をとっており、せん断設計時には、軸力および曲げモーメントに対する釣合条件は考慮 せずせん断の釣合のみを考慮している。従って、曲げ補強鉄筋は決して降伏することがなく、軸 力および曲げモーメントに対する釣合より要求される応力に抵抗し得ることを仮定している。ま た、トラスおよびアーチ機構の圧縮東コンクリートの強度は、有効圧縮強度(ν-Fc)という形で 与えられている。ここで、νは有効係数と呼ばれているもので、斜めひび割れの存在およびコン クリートそのものが理想的な塑性材料でないこと等を考慮して1.0以下の値をとる。

まず、せん断補強筋が降伏しているものと仮定すると、トラス機構に於ける負担せん断力Qtは、 先の(14)式で与えられ、その時のコンクリート圧縮束応力cσtは(15)式で与えられる。よって、 コンクリート有効圧縮強度ν・Fcからcσtを差し引いた(ν・Fc-cσt)が、アーチ機構(図6参照) に対して利用し得るコンクリート斜め圧縮束応力cσa(設計式の簡単化の為にここではトラスお よびアーチに於ける圧縮束角度の違いは無視した)となる。

 $c\sigma a=(\nu \cdot Fc-c\sigma t)$  --(16)

よって、(16)式のcσaの値を(10)式のν·Fcの代わりに代入すればアーチ機構の負担せん断Qaが得られる。ここで注意しなければいけないのは、単純梁のみでなくて逆対称曲げモーメント分布を をもつ部材も対象となるので、(10)式に於けるaの値は部材全長となる。

$$Qa = \alpha \cdot (\nu \cdot Fc - c \sigma t) \cdot b \cdot h = \alpha \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot h \cdot \nu \cdot Fc \qquad --(17)$$

 $\alpha = \tan \theta / 2 = \left[ \sqrt{(a/h)^2 + 1} - a/h \right] / 2 - -(18) \quad \beta = \left\{ (1 + \cot^2 \phi) \cdot pw \cdot \sigma wy \right\} / (\nu \cdot Fc) - -(19)$ 

(17)式と(14)式の和として部材せん断強度が下式で与えられる。

$$Qu=b\cdot jt\cdot pw\cdot \sigma wy\cdot \cot \phi + \alpha \cdot (1-\beta)\cdot b\cdot h\cdot \nu \cdot Fc \qquad --(20)$$

式(20)に於けるcotφ、νおよびα((18)式に於けるa/h比の値のとりかた)については2つの方 法が提案されており、各々A法、B法として下の表にまとめて示す。

	A法	B法
$\alpha = \tan \theta / 2$	$\left[\sqrt{(a/h)^2+1} - a/h\right]/2$	$[\sqrt{(2M/Qh)^2+1} - 2M/Qh]/2$
cot∳	次式の内最小値(1.0≦cotφ≦2.0) 2.0 (φ=26.6度) 1/tanθ √ {ν·Fc/(pw·σwy)-1}	1.0 ( <i>ϕ</i> =45度)
ν	0.7-Fc/2000	$(2M/Qh+1)/4$ $(0.5 \le \nu \le 1.0)$

Q,M:設計せん断力および曲げモーメント、a:部材長さ

両法の違いはせん断抵抗機構的 にみると、トラス機構に於けるコ ンクリート圧縮束角度のとりかた にある。これを両法に於けるνの 値を同一と仮定して模式的に示し たのが図7である。 同図縦軸は部 材せん断強度であり横軸はせん断 補強筋面積比とその降伏強度の積 pw・σ wyである。

A法では、pw・σwy がある限界 値に達するまでcot∮の値は2.0で あり、トラス機構とアーチ機構が 共存している。この限界において アーチ作用が零となり、以後はト ラス機構のみとなり、そのコンク



リート圧縮束角度の増大(26.6度→45度)によってより大きなせん断力に抵抗する。一方、B法 に於いては、トラス角度が45度一定のため、トラス機構とアーチ機構が常に共存し、上限せん断 力に達したところでアーチ機構が零となる。よって、両法は、上限せん断力時に一致し、このと きcot ≠ 1 となる。この上限せん断力時に対応するせん断補強限界は、pw・σ wy=0.5・v・Fc で与 えられる。従って、この限界値以上のせん断補強筋を配置する場合にはpw・σ wyの値を0.5・v・Fc として(20)式に代入することになる。現在、これら両法のいずれを指針式として採用するかにつ いて、各種係数の妥当性を含め、建築学会RC耐震小委員会で検討中である。

5.じん性の確保

曲げせん断を受ける耐震1次部材のうち、塑性ヒンジの期待される部材においては、強度のみ でなく危険断面降伏後も要求されたヒンジ部回転角が生じるまで耐力低下を示してはならない。 このような目的を満足させる為には、まず断面 の曲げモーメントに対する終局曲率じん性を確 保しなければいけない。これは、断面曲げ解析 による終局時圧縮縁コンクリート歪をある制限 値、たとえば0.3%、に仮定し終局時限界曲率を 計算することにより確認できる。この、終局曲 率をある値以上確保する工学的手段としては、 一般的には、引っ張り鉄筋係数q の制限が用い られる。建築学会PRC指針では、qの値を0.25以 下にすることが要求されており、この値は 図 8 に示すPRC梁の曲げ試験結果<sup>13)</sup>からも解るよう に断面の曲率じん性率として2~3程度を保証し ている。



図8. 引張鉄筋係数と曲率じん性

$$q=(Ast \cdot \sigma y - Asc \cdot \sigma y + Ap \cdot \sigma py)/(b \cdot d \cdot Fc) --(21)$$

Ast, Asc:引っ張りおよび圧縮鉄筋断面積、Ap:PC鋼材断面積、σy:鉄筋降伏強度、σpy:PC鋼材降 伏強度、b:梁幅、d:梁有効高さ、Fc:コンクリート圧縮強度

一方、qの値がこの制限値を超過する、もしくはより大きな曲率じん性率が要求される場合には 拘束コンクリートの利用が有効であり、建築学会PRC指針では拘束筋の推奨ディテールが示されて いる。

曲げに対してはこのような尺度による制限が可能であるが、通常の部材は曲げモーメントと同 時にせん断力を受けており、曲げせん断状態でのじん性確保を考える必要がある。曲げせん断応 力の下での部材じん性の考え方の一つとして、せん断強度と曲げ強度の比率をじん性評価の尺度 とするものがある。これは、せん断強度が曲げ強度を上回る比率が大きければ大きいほど部材じ ん性が大きくなるといったもので、柱および梁部材に対していくつかの提案がある。それに対 して、せん断伝達機構の塑性モデルを仮定し、そのモデルのなかでの機構および材料の終局強度 をじん性率のパラメターとするものがある。ここでは、建築学会RC耐震小委員会せん断WGに於て 検討中の方法を紹介する(A法およびB法はさきに述べたものと対応している)。

A法:コンクリート強度有効係数の低減	$\nu = (1 - 15 \cdot \text{Rt}) \cdot (0.7 - \text{Fc}/2000)$	Rt<0.05(22.a)
	=0.25·(0.7-Fc/2000)	0.05≦Rt(22.b)
トラス斜材角度の増大	cotø=2.0-50.Rt	Rt<0.02(23.a)
	=1.0	0.02≦Rt(23.b)
B法: せん断強度と曲げ強度の比率増大	Qu=x·Qm	
	x=√(Ru/0.006)	(24)

Rt:ヒンジ限界回転角(Rad.)、Ru:限界部材角(Rad.)、Qu:部材せん断力強度、Qu:部材ヒンジ部が 曲げ強度に達した時のせん断力、x:せん断および曲げの強度比 ここでは、限界変形を与える尺度としてヒンジ回転角または部材角をとっているが、クリティ カル断面の曲げ降伏を基準としたじん性率を尺度とする考え方もあり当該委員会で検討中である。 A法では、要求ヒンジ回転角確保の手段としてコンクリート圧縮強度有効係数vおよびトラスの 斜材角度øをヒンジ限界回転角の関数として与えている。この考え方に関しては実験におけるせ ん断補強筋応力の実測値に基づいた説明もなされている<sup>14)</sup>。B法では、せん断と曲げの強度比を 用いている。曲げじん性に対する必要横拘束鉄筋およびせん断に対する必要せん断補強筋が求ま れば、要求量を配筋することになる。両者の重複の可否ついては現在のところ明確になっておら ず今後の研究課題であるが、現在のところどちらか多い方で配筋すればよいと考えられている。

6.付着割裂に対する検討

曲げせん断応力のもとでのぜい性的な破壊形式として、異形鉄筋周辺の被りコンクリートが鉄 筋節のクサビ作用により割り裂かれ耐力を喪失する、いわゆる"付着割裂破壊"がある。これは、 鉄筋と周辺コンクリートとの間の付着作用が失われるわけで、鉄筋コンクリート構造としての本 来の機構が成り立たなくなる。単調増大荷重の下での付着割裂破壊に関しては、六車・渡辺<sup>15)</sup>に より、せん断ひび割れ領域に扇形応力場を仮定した詳細な解析的手法が示されている。また、繰 り返し曲げせん断応力下での付着割裂破壊耐力に関しては、吉岡・武田<sup>16)</sup>および柴田・荒井<sup>17)</sup> による方法が提案されている。ここでは、建築学会RC耐震小委員会せん断WGに於いて検討中の案 を紹介する。なお、これは先に述べたせん断設計のA法と組み合わせて用いられ、最外縁鉄筋に ついてのみ付着の検定をすればよいことになっている。

(a)塑性ヒンジの生じないまたは片側にのみ塑性ヒンジの生じる部材

トラス作用に於いて生じる付着応力τtまたは部材両端部断面が所要の曲げ抵抗を示すために必要な付着応力τfのうちどちらかが、最大付着強度τuより小さいことを確認する。

 $\tau$  u  $\geq$  whichever smaller of  $\tau$  t or  $\tau$  f --(25)

 $\tau \operatorname{t=Qt}/(\operatorname{jt} \cdot \Sigma \psi) = \operatorname{b} \cdot \operatorname{pw} \cdot \sigma \operatorname{wy} \cdot \operatorname{cot} \phi / \Sigma \psi \qquad --(26)$ 

 $\tau \text{ f=db} \cdot \Delta \sigma' / \{4 \cdot (a-d)\} \qquad \qquad --(27)$ 

Qt:トラス作用による負担せん断力、d:断面有効高さ、jt:最外縁主筋間距離、Σψ:鉄筋周長和、 Δσ':部材両端部での鉄筋応力の差、a:部材長さ、db:鉄筋直径

ここで、Δσ'はσy(降伏強度)+σs(他端での応力)で与えられ、σsの値は断面の力の釣合よ り求めてよい。τuは、藤井・森田による付着強度式<sup>18)</sup>に若干の修正を加え以下の手順で求める。 ただし、梁水平上端筋に関しては得られた値を0.8倍して用いる。

$$\tau$$
 u=  $\tau$  co+  $\tau$  st --(28)

- 112 -

τ coはコンクリート負担分を表しており、

$$\tau \operatorname{co}=(0.4 \cdot \mathrm{bi}+0.5) \cdot \sqrt{\mathrm{Fc}} \qquad --(29)$$

ここでbiは付着割裂破壊の形式より定まる係数であり、bci(コーナー割裂に対応、図9参照)と bsi(全割裂に対応、図9参照)のうち小さい方の値とする。

 $bci=(2\sqrt{2} \cdot dc-db)/db \quad --(30) \qquad bsi=(b-\Sigma db)/\Sigma db \quad --(31)$ 

dc:隅角部主筋中心からの被り厚さ、db:隅角部主筋直径、Σdb:一列に並んだ主筋直径の総和 b:断面幅

<u>コーナー割裂の場合</u>(bi=bci<bsi)  $\tau$  st=50·Aw· $\sqrt{Fc}/(s \cdot db)$  --(32)

全割裂の場合(bi=bsi≤bci)  $\tau$  st= {(40·Ns/Nt+20·Nu/Nt)·pw·b·√Fc} / Σdb --(33)

Ns≦Nuの場合には、 *τ* st=(20 · pw · b · √Fc)/Σdb --(34)

Aw:隅角部主筋にかかる横補強筋断面積、s:ヒンジ領域外での横補強筋間隔、Ns:一列の主筋のうち直接横補強筋のかかっているものの本数、Nu:一列の主筋のうち直接横補強筋のかかっていないものの本数、Nt:全主筋本数(Nt=Ns+Nu)、pw:ヒンジ外の領域でのせん断補強筋比

(b)両端部に塑性ヒンジの生じる部材

両端部にヒンジの発生する部材では、以下の2つの条件のどちらかを満足しなければいけない。

<u>b-1</u> (35)式で求められる付着応力  $\tau$  fの値が最大付着強度  $\tau$  uより小さいことを確認する。ここで、  $\Delta \sigma$  は2· $\sigma$ y(降伏強度)で与えられる。

$$\tau \text{ f=db} \cdot \Delta \sigma / \{4 \cdot (a-2 \cdot d)\} --(35)$$

b-2 (36)および(37)式で求められる付着応力の小さい方が、要求部材ヒンジ回転角に対応した付着強度rus以下であることを確認する。ここで、Δσ'は(27)式で用いたものと同じである。

 $\tau \operatorname{t=Qt}/(\operatorname{jd} \cdot \Sigma \psi) = \operatorname{b} \cdot \operatorname{pw} \cdot \sigma \operatorname{wy} \cdot \operatorname{cot} \phi / \Sigma \psi \qquad --(36)$ 

 $\tau f = db \cdot \Delta \sigma' / \{4 \cdot (a - d)\} --(37)$ 

- 113 -

 $\tau$ usは、部材の要求ヒンジ回転角が主として主筋の 滑りによって生じる場合の主筋滑り $\Delta$ s に対応した 付着応力であり市之瀬により提案された付着応力と 滑りの関係<sup>19)</sup>より求められる。



**Δs=Rt**·(d-xn) --(38) xn:中立軸深さ 図9.コーナー割裂と全割裂

 $\tau \operatorname{us}=(\tau \operatorname{u}-\tau \operatorname{d}) \cdot (\Delta \operatorname{s}-\operatorname{s}\operatorname{d})/(\operatorname{s}\operatorname{d}-\operatorname{s}\operatorname{d})+\tau \operatorname{d}, \quad (\tau \operatorname{us} \leq \tau \operatorname{u} \quad \text{ind} \quad \tau \operatorname{us} \geq \tau \operatorname{d}) \quad --(\operatorname{d}\operatorname{d})$ 

 $s2=(db/22)\cdot(0.5+20\cdot pw\cdot b/\Sigma db) --(40)$  s3=db/5 --(41)

<u>コーナー割裂の場合</u>(bi=bci<bsi)  $\tau$  3=(20·pw·b/ $\Sigma$ db+0.4)· $\sqrt{Fc}$  --(42)

<u>全割裂の場合</u>(bi=bsi≦bci) τ3= {60·pw·b·Ns/(Nt·Σdb)+0.4} ·√Fc --(43)

Ns≦Nuの場合は、τ3=0.4·√Fc --(44)

7.あとがき

過去の研究の概略と現在の状況について主として建築の分野に限って述べたが、論文参照等の 不備はすべて著者の不勉強と御容赦願いたい。また、軸力の効果については未だ不明確な点が多 く今後の重要な研究課題と考えている。なお、本文中の単位はすべて、kg、cm、kg/cm<sup>2</sup>である。 最後に、本文執筆に当たって提出資料を参考にさせて頂いた、日本建築学会RC耐震設計小委員 会およびせん断WGの委員各位に厚く御礼申し上げます。

## 参考文献