

軸方向引張力を受けるRC梁のせん断耐力 算定式に関する一考察

田村隆弘¹・重松恒美²・原 隆³・丸山久一⁴

¹正会員 工博 徳山工業高等専門学校助手 土木建築工学科 (〒745 山口県徳山市大字久米宇高城 3538 番地)

²正会員 工博 徳山工業高等専門学校教授 土木建築工学科

³正会員 工博 徳山工業高等専門学校助教授 土木建築工学科

⁴正会員 Ph.D. 長岡技術科学大学教授 建設系 (〒940-21 長岡市上富岡町 1603-1)

土木学会示方書による棒部材のせん断耐力算定式は、部材が軸方向引張力を受ける場合のせん断耐力については、部材に働く不利な影響を考慮して、軸方向力の影響を表す項において圧縮力を受ける場合の2倍の安全率を乗ずるものとしている。著者らは、梁部材が軸方向引張力を受ける場合に、部材にとって不利な影響が現われる要因の中に鉄筋量やせん断スパン比があることを実験や数値解析により確認した。本論文では、鉄筋比やせん断スパン比と軸方向引張力を受ける梁のせん断耐力の関係を明らかにし、これらを考慮することでせん断耐力算定式の精度を高めようとするものである。

Key Words : reinforced concrete beam, shear strength, axial tension, reinforcing ratio

1. まえがき

軸方向引張力を受ける鉄筋コンクリート(以下RC)棒部材のせん断耐力に関する研究は、一定の軸方向引張力を負荷させた状態での曲げ載荷試験が容易でないことや、実存する構造物において外力として軸方向引張力を受けた状態が考慮されにくいところから、その研究事例が極めて少ない。しかし、RC構造物内には一般に、コンクリートの収縮によって載荷以前に引張りの初期応力が存在することは、周知のことであり、また、これが曲げを受ける構造物にとって不利な影響を及ぼすであろうことは容易に推測される。現在、土木学会コンクリート示方書では、せん断補強筋を用いない棒部材のせん断耐力の算定は、コンクリート圧縮強度、有効高さ、鉄筋比、そして、軸方向力を考慮した式(1)を用いるものとしている¹⁾。

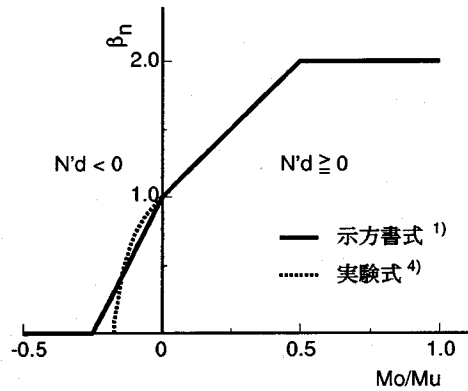


図-1 棒部材のせん断耐力に及ぼす軸方向力の影響

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped} \quad (1)$$

$$V_{cd} = f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (2)$$

$$f_{vcd} = 0.9\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \sqrt[3]{f'_{cd}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (3)$$

ここで、 $\beta_d = \sqrt[3]{100/d}$ (d : cm) $\beta_d > 1.5$ では 1.5.

$\beta_p = \sqrt[3]{100\rho_w}$ $\beta_p > 1.5$ では 1.5.

β_n : 軸方向力に関する項で後の式(4)において

$2M_0/M_u = M_0/M_d$ とする

M_d : 設計曲げモーメント

γ_b : 一般に 1.3.

b_w : 腹部の幅

d : 有効高さ

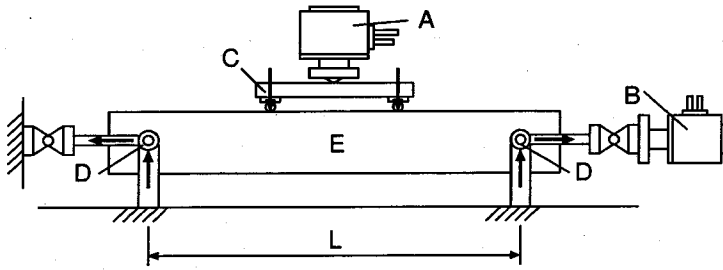
$\rho_w : A_s / (b_w \cdot d)$

f'_{cd} : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)

V_{sd} : せん断補強鋼材に関する項

V_{ped} : 軸方向緊張材に関する項

算定式の中で使用された各パラメータは、これまで多くの実験的研究成果を取りまとめた形で採用された関数であり、実設計において整合性の高い実用的な関数



- A: 鉛直アクチュエータ
- B: 水平アクチュエータ
- C: 載荷梁
- D: ヒンジ支点
- E: 梁供試体
- L: 有効スパン

図-2 軸方向引張力と曲げを受ける梁の試験

となっている。この式の中で軸方向力の項については、図-1において実線で示すような CEB/FIP のモデルコードで採用されているデコンプレッションモーメントを用いる考え方を、Haddadin らのデータ²⁾で検証した上で採用している。しかし、部材が軸方向引張力を受ける場合には、この問題に関する既往の研究が少ない³⁾ことから、軸方向引張力を受けることによる不利な影響を考慮して、式(4)のように軸方向圧縮力を受ける場合の2倍の安全を確保した関数となっている。

$$\beta_n = 1 + 2 \frac{M_0}{M_u} \quad (N'_d > 0) \quad (4)$$

$$\beta_n = 1 + 4 \frac{M_0}{M_u} \quad (N'_d < 0)$$

ここで、 N'_d は設計軸方向圧縮力、 M_u は終局モーメント、 M_0 は引張縁において軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメントであり M_u と同符号の場合を正とする。

著者らは、これまで実験や有限要素法による数値解析により、この軸方向引張力を受ける梁のせん断耐力について調査し、示方書算定式における軸方向力の項について検討してきた。その結果、矩形梁（鉄筋比 $p_w=0.011$ 、せん断スパン比 $a/d=1.75\sim 4.0$ の範囲）の実験結果からはせん断スパン比が3.0より大きな場合には示方書算定式の十分な安全性を確認できたが、それより小さなせん断スパン比 ($a/d=1.75\sim 3.0$) では（せん断スパン比の項を考慮した場合）、軸方向引張応力が 30kgf/cm^2 を越える場合には、算定式の安全率が落ち込むこと等が確認された⁴⁾。そして、得られた結果の範囲で実験式(5)を提案した。

$$\beta_n = \frac{0.0143}{M_0/M_u - 0.18} + 1.08(N'_d < 0) \quad (5)$$

ここで提案した実験式もこのデコンプレッションモーメントの考え方を取り入れ、双曲線関数で表した形の

ものである（図-1破線）。しかし、その後さらにパラメータを変化させて行った実験において、軸方向鉄筋量の少ない場合や、せん断スパン比の小さな場合における部材のせん断耐力の評価については、さらに検討の必要性が認められた。また、アイソパラメトリック退化シェル要素を用いた有限要素法^{5),6)}による軸方向引張力を受ける部材のせん断破壊性状に関するシミュレーション解析においても、軸方向引張りを受ける部材のせん断破壊性状は鉄筋比によって変化し、耐力力の減衰も一定ではないことが示された⁷⁾。一方、最近の研究では Collins 等によって、軸方向引張力を受ける RC 部材のせん断耐力においては軸方向鉄筋の量が部材のせん断耐力に影響を及ぼす事が報告されている⁸⁾。これらの事を背景に本研究では、主として鉄筋量をパラメータとした実験と数値解析結果から、鉄筋量と軸方向引張力の関係を考慮した項を提案し、これによりせん断耐力算定式の精度を高めようとするものである。提案した式の精度の確認については、同時にせん断スパン比と軸方向引張力の関係の項を考慮して、既往のデータ^{2),4),9)}によって行なった。

2. せん断耐荷力試験

著者らは、これまで図-2に示すような鉛直、水平の2方向にアクチュエータを準備した試験装置により、図-3 (Type-A)、図-4 (Type-A, B, C) に示すような、長方形梁と T 型梁を対象として実験を行ってきた。しかし、これらは主として軸方向引張力の大きさやせん断スパン比をパラメータとしたものであり鉄筋比 p_w は試験毎に一定にして行なわれていた。今回の実験では、せん断スパン比を一定にし、鉄筋比を変化させている（図-3, Type-C）。また、後に提案するせん断耐力算定式の検証の際に使用した Mattock らのデータの中から本論文に有効と思われるものの実験条件を、図-3の Type-B と図-4の Type-D に併記した。以

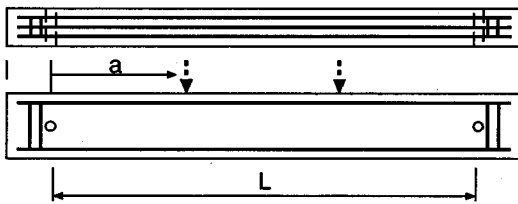
表-1 今回行なった実験条件と実験結果

| 供試体No. | 鉄筋比 | N | f_c | Pb | Mb | Mu | Mb/Mu | Vb | Vyd0 | Vb/Vyd0 | 破壊状態 |
|--------|--------|-----|-------|------|--------|--------|-------|------|------|---------|------|
| 1 | 0.0075 | 2.0 | 398 | 4.50 | 121500 | 104551 | 1.16 | 2.25 | 2.27 | 0.99 | M |
| 2 | 0.0100 | 2.0 | 429 | 4.90 | 132300 | 134262 | 0.99 | 2.45 | 2.53 | 0.97 | S |
| 3 | 0.0125 | 2.0 | 424 | 5.75 | 155250 | 165222 | 0.94 | 2.88 | 2.77 | 1.04 | S |
| 4 | 0.0150 | 2.0 | 373 | 5.75 | 155250 | 183125 | 0.85 | 2.88 | 2.72 | 1.06 | S |
| 5 | 0.0175 | 2.0 | 378 | 6.25 | 168750 | 241570 | 0.70 | 3.13 | 3.01 | 1.04 | S |
| 6 | 0.0200 | 2.0 | 377 | 6.00 | 162000 | 267333 | 0.61 | 3.00 | 3.03 | 0.99 | S |
| 7 | 0.0075 | 4.0 | 414 | 3.75 | 101250 | 101615 | 1.00 | 1.88 | 2.19 | 0.86 | M |
| 8 | 0.0100 | 4.0 | 465 | 3.25 | 87750 | 134873 | 0.65 | 1.63 | 2.51 | 0.65 | S |
| 9 | 0.0125 | 4.0 | 339 | 4.10 | 110700 | 162216 | 0.68 | 2.05 | 2.44 | 0.84 | S |
| 10 | 0.0150 | 4.0 | 443 | 4.88 | 131760 | 206708 | 0.63 | 2.44 | 2.87 | 0.85 | S |
| 11 | 0.0175 | 4.0 | 390 | 5.38 | 145260 | 237946 | 0.61 | 2.69 | 3.06 | 0.88 | S |
| 12 | 0.0200 | 4.0 | 377 | 4.88 | 131760 | 252040 | 0.52 | 2.44 | 2.93 | 0.83 | S |

N: 軸方向引張力(tf) f_c : コンクリート圧縮強度(kgf/cm²) Pb: 破壊荷重実験値(tf)

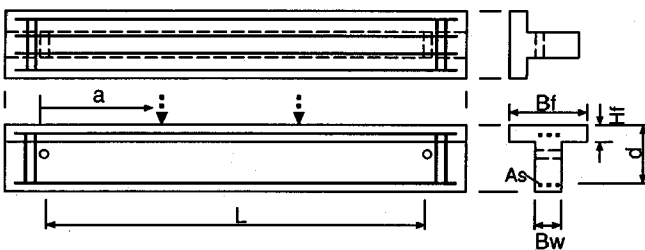
Mb: 破壊モーメント(kgfc) Mu: 終局理論より求められる終局モーメント(kgfc)

Vb: せん断耐力実験値(tf) Vyd0: (5)式で求められるせん断耐力算定値(tf)



| Type | a/d | p_w | B (cm) | d (cm) |
|------|---------------|-----------------|----------|----------|
| A | 1.75 ~4.00 | 0.011 | 10.0 | 18.0 |
| B | 2.74 ~5.14 | 0.010 ~0.031 | 15.2 | 30.5 |
| C | 3.00 | 0.005 ~0.020 | 10.0 | 18.0 |

図-3 供試体形状 (矩形梁)



| Type | a/d | p_w | B_w (cm) | B_f (cm) | d (cm) | Hf |
|------|---------------|-------|------------|------------|----------|------|
| A | 2.00 ~2.50 | 0.025 | 8.0 | 24.0 | 21.0 | 6.0 |
| B | 1.50 ~2.50 | 0.025 | 8.0 | 24.0 | 21.0 | 4.0 |
| C | 1.50 ~2.50 | 0.012 | 8.0 | 24.0 | 21.0 | 6.0 |
| D | 2.50 ~6.00 | 0.034 | 17.8 | 61.0 | 38.1 | 10.1 |

図-4 供試体形状 (T形梁)

下に今回行なった鉄筋量をパラメータとした実験 (図-3, Type-C) についての概要を述べる。

(1) 実験概要

今回の実験では、せん断スパン比を部材のせん断耐力の低減が比較的大きくなる $a/d = 3.0$ とし、軸方向引張力を $2tf$ と $4tf$ の 2 種類、鉄筋比を 0.0075 から 0.02

までの 6 種類とした計 12 体の供試体を作成し、耐荷力、破壊性状等を調べた。

a) 供試体

供試体の断面形状および配筋を図-3 に示す。全長 180cm、有効スパン $L=150$ cm で、幅 $B=10$ cm、高さ $H=20$ cm の複鉄筋長方形梁である。また、梁の両端部には軸方向引張力を導入するために治具を取り付ける

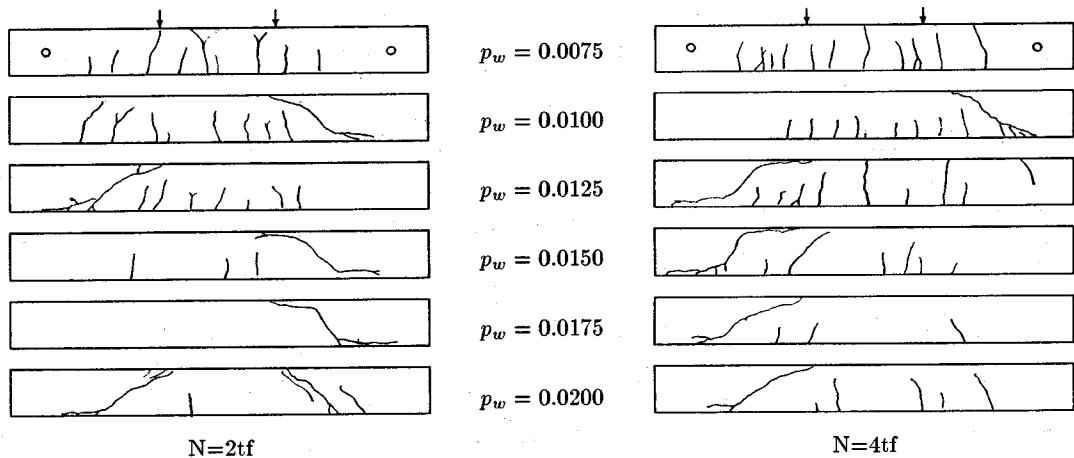


図-5 破壊状態

φ 24mm の穴を有している。使用した鉄筋は、主鉄筋として一般構造用丸鋼 (SS41) φ 8mm を所定の鉄筋量だけ、また、圧縮鉄筋については同様の材料を引張りの 1/2 の量だけ、各々かぶりを 1.5cm として配置した。(これまでの実験では異形鉄筋を使用していたが、パラメトリックに鉄筋量を変化させるために径の細い丸鋼を使用した。これにより、異形鉄筋を使用した場合と同様の条件のもとでの載荷試験とは、最大荷重に若干の変化は見られたが、軸方向引張力を受けた場合のせん断耐力の変化の割合は、ほぼ同様に現われている。) せん断補強筋としてのスターラップは、一切配置していない。曲げせん断載荷試験時のコンクリートの材令は約 6 週から 8 週であり、その時点での圧縮強度 f'_c は表-1 に示す。

b) 曲げせん断載荷試験

軸方向引張力を伴う曲げ載荷試験の状態を図-2 に示す。軸方向引張力は、水平方向にセットしたアクチュエーターから偏心を調整しながら、支点到に生ずるモーメントを軽減するために設置したピンジョイントを経て導入される。鉛直荷重は所定の軸方向引張力を確保した後、鉛直方向アクチュエーターから所定のせん断スパン比にセットした載荷梁により 2 点載荷する。荷重は、軸方向力については荷重制御とし、曲げ荷重については、変位制御方式とした。実験では、梁が破壊に至るまで鉛直変位を漸増させて行き、各変位ステップにおいて、荷重や、主鉄筋のひずみ、そして、ひび割れの進行状態等を観察した。

(2) 実験結果と考察

試験した全ての供試体の終局荷重 P_b 、終局モーメント M_b およびこれらに対する各理論値との比較を表-

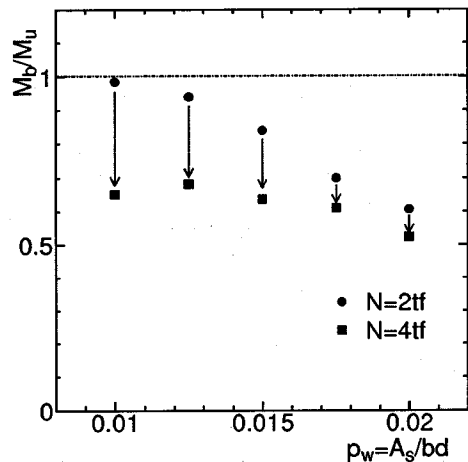


図-6 M_b/M_u - 鉄筋比の関係 (実験結果)

1 に示す。ここで、最終的な破壊形態については、引張主鉄筋の降伏以前にせん断ひび割れによって破壊に至るせん断破壊 (S) と、主鉄筋が引張降伏し、曲げひび割れの増大により破壊に至る曲げ破壊 (M) に判別した。

a) 破壊性状

図-5 に各供試体の破壊時におけるひび割れの状態を示す。図よりいずれの軸方向引張力が入った場合においても、鉄筋比が 0.0075 では、曲げ破壊を起こしている。このことは、破壊時に主鉄筋が降伏していることから確認された。また、鉄筋比が小さくなるほど曲げひび割れが多くなり、せん断破壊特有の急激な終局状態に至るのではなく、曲げひび割れを多く伴いながら緩やかに破壊に至る傾向が認められた。換言すれば、鉄筋比が大きなもの程、曲げひび割れを伴わない

急激なせん断破壊を起こしている。また、軸方向引張力が大きいほど曲げひび割れの本数は増加し、ひび割れ間隔が小さくなっていく。

b) 終局耐力

図-6は、せん断破壊を起こしたことによる終局耐力の減少を示すため、縦軸に破壊モーメント M_b と終局理論より求められる終局モーメント M_u の比を、そして、横軸に鉄筋比をとり結果をプロットした。(ただし、今回行った実験結果の中で供試体が曲げ破壊した鉄筋比 $p_w = 0.0075$ のものは除いている。) 図より、鉄筋比が大きくなるに従ってせん断耐力の低下が大きくなるが、鉄筋量が小さくなるに従って軸方向引張力の影響による耐力の低下の割合が大きくなるが読みとれる。

3. 軸方向引張力を受けるRC部材のせん断耐力における鉄筋比の影響

(1) 鉄筋比に関する項

示方書では、棒部材のせん断耐力における鉄筋比に関する項について図-7に示されるような代表的な研究成果^{9),12)}の中からZsuttyの示す曲線¹⁰⁾が示す関数を選んでいく。図-7の中の実線は著者らの有限要素解析から得られた曲線である。軸方向引張力が入ることによるこの曲線の変化を有限要素法によって調べた結果を図-8に示す。図-8は、軸方向引張力の大きさによって部材のせん断耐力に係わる鉄筋比の関数が変化することを、明確に示している。また、この図から鉄筋比が0.015以下ではいずれの軸方向引張力を受ける場合においても耐力の減少が急激になることも確かめられる。そして、有限要素解析から得られた軸方向引張力の影響を表す関数 β_n と M_0/M_u の関係は、鉄筋比ごとに図-9に示されるような勾配を示す。これらの各勾配から、有限要素解析によって得られる鉄筋比の影響を考慮した梁部材のせん断耐力に及ぼす軸方向引張力の影響は、式(6)のような関数で近似される。

$$\beta_{p_w-n} = 1 + \frac{M_0}{M_u} (2.5 - 100p_w) \quad (6)$$

また、鉄筋比が $p_w > 0.015$ では部材が比較的大きな軸方向引張力(軸方向引張力によって部材にひび割れが生じる)を受けた場合にも M_0/M_u は0.1以下であり、図-9に示される勾配の変化もわずかである。このことから、この範囲における鉄筋比の影響はほぼ一定と見なすものとし、式(7)のように表現できるものとした。

$$\beta_{p_w-n} = 1 + \frac{M_0}{M_u} \quad (p_w \geq 0.015) \quad (7)$$

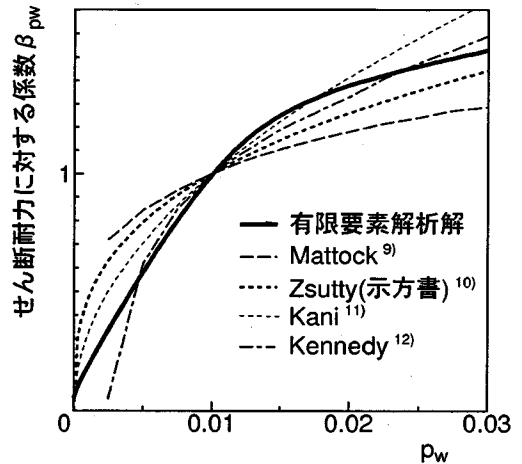


図-7 せん断耐力に対する鉄筋比の影響

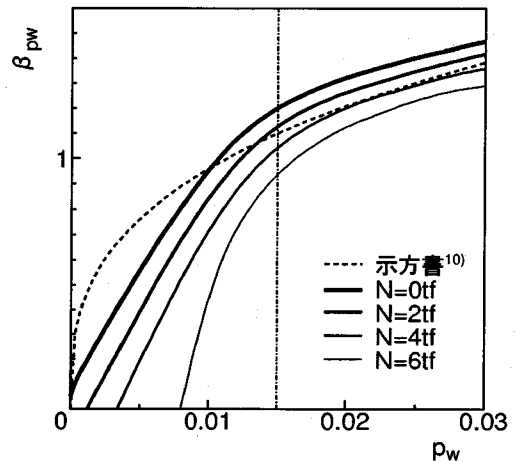


図-8 耐力-鉄筋比の関係

(2) 提案式の検証

得られた提案式を検証するために、著者らのこれまでの実験結果と今回の実験結果、そして、Mattockらの実験結果で得られた終局耐力を使用した。図-10では、これらのデータを示方書算定式の基本とされる二羽らによって提案された式(8)¹³⁾で求められるせん断耐力で除した(ただし、 a/d の項は $a/d = 5.6$ として処理した)解と M_0/M_u の関係を、せん断スパン比別に示した。

$$V_{y,d0} = 0.94 \sqrt[3]{f'_{ck}} \sqrt[3]{100p_w} \sqrt[3]{100/d} (0.75 + \frac{1.4}{a/d}) \cdot b_w d \quad (8)$$

示方書算定式で採用されている軸方向引張力の影響を

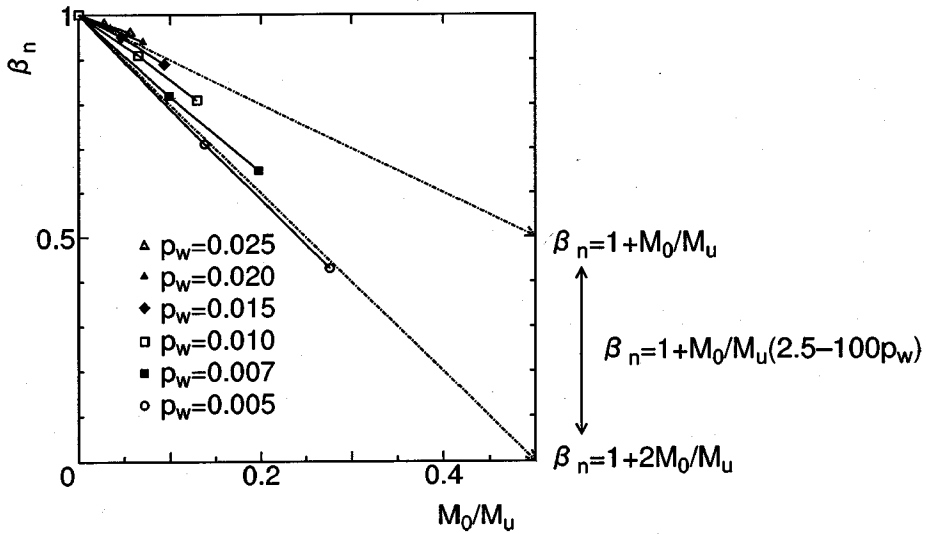


図-9 鉄筋比別の棒部材のせん断耐力に及ぼす軸方向力の影響 (有限要素解析解)

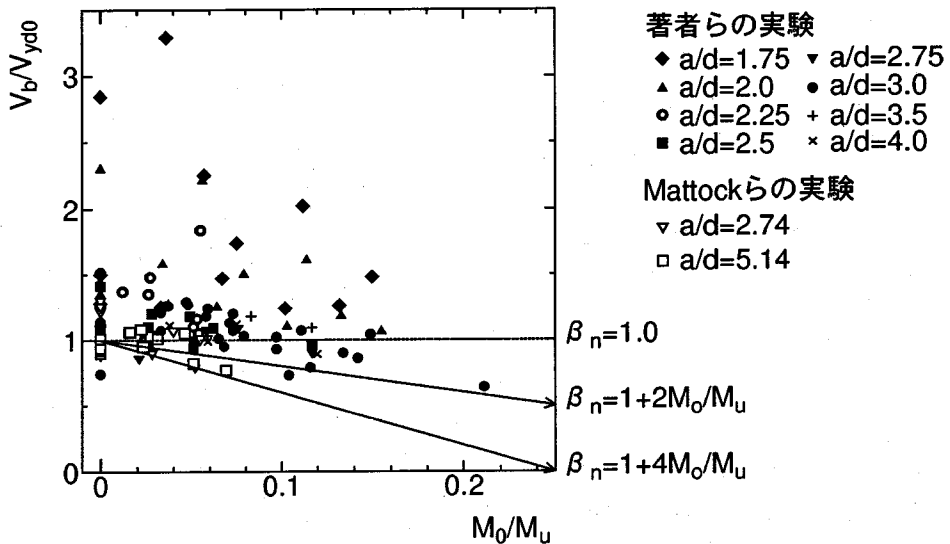


図-10 V_b/V_{ydo} と M_0/M_u の関係 (矩形梁の実験結果)

デコンプレッションモーメントで表現した関数を、図中に実線で示す。これにより、示方書算定式は、ほとんど全てのデータに対して安全な解を与えていることが示される。しかし、ここでは、せん断スパン比に関する項を $a/d = 5.6$ として処理しているため、せん断スパン比が小さくなるに従って実験値/算定値 (V_b/V_{ydo}) の誤差が大きくなって行く。

図-11は図-10のデータを横軸をせん断スパン比で示したものである。各データは部材に与えられた

軸方向力の大きさを無次元化して表現した M_0/M_u 別にプロットされている。また、この図からせん断スパン比が3.0より小さな範囲で、軸方向引張力による耐荷力の低下が大きくなることが読み取れ、また、今回の鉄筋比をパラメータとして実験を行なったせん断スパン比 $a/d = 3.0$ のところでは、明らかに耐荷力の減少が確かめられる (図中A)。

先に提案した鉄筋比に関する影響を考慮した式(6)によってこれらのデータを処理する前に、最初に各デー

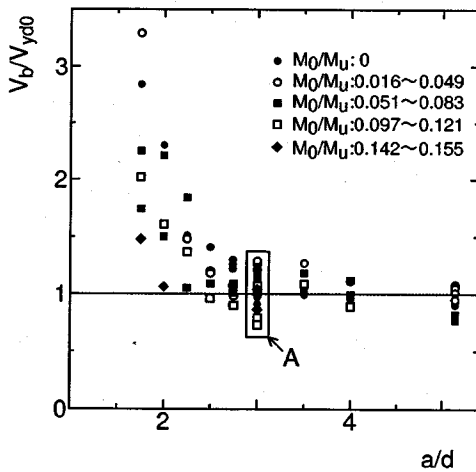


図-1 1 $V_b/V_{y d0}$ と a/d の関係 (矩形梁)

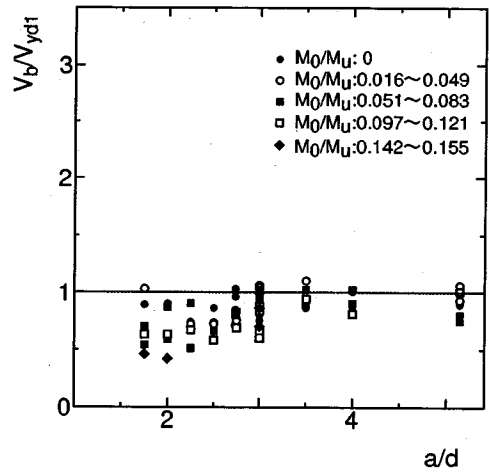


図-1 2 $V_b/V_{y d1}$ と a/d の関係 (矩形梁)

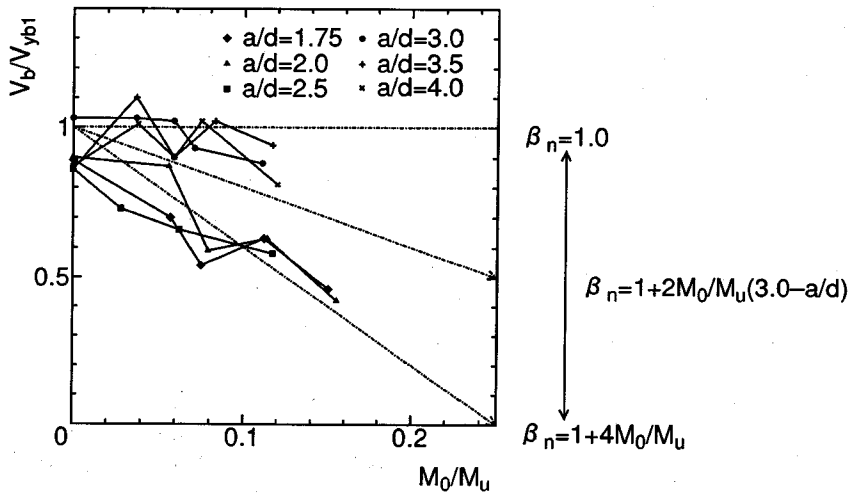


図-1 3 a/d 別の棒部材のせん断耐力に及ぼす軸方向力の影響 (実験結果)

タについて、せん断スパン比に対する関数の処理を行ない、次にせん断スパン比 3.0 以下において、軸方向引張力のせん断耐力に及ぼす影響の変化を実験結果から得られた任意の関数を用いて以下のように処理した。

まず、せん断スパン比に対する処理については $2.75 \leq a/d \leq 6.0$ ではすでに整合性の高いことが知られている岡村、松貝らの式 (9) に示す関数⁴⁾ を乗じた。 $a/d \leq 2.75$ のものについては、著者らの実験結果から式 (10) のような関数⁴⁾ を乗じた。

$$\beta_{a/d} = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad (2.75 < a/d \leq 6.0) \quad (9)$$

$$\beta_{a/d} = \frac{9.1}{a/d} - 2.0 \quad (1.75 \leq a/d \leq 2.75) \quad (10)$$

これによって得られるせん断耐力を $V_{y d1}$ とし、実験結果 V_b と比較したものを図-1 2 に示す。この図から、せん断スパン比 a/d が 3.0 以下のものでは、せん断スパン比の変化に伴う軸方向引張力の影響が現われていることが確認される。このため図-1 3 では、せん断スパン比ごとの $V_b/V_{y d1}$ と M_0/M_u の関係を調べた。図より、各せん断スパン比において現われる M_0/M_u の変化に伴う V_b に対する $V_{y d1}$ の誤差は、式 (11) で表される関数で表現できるものとした。

$$\beta_{a/d-n} = 1 + 2 \frac{M_0}{M_u} (3.0 - a/d) \quad (11)$$

式 (11) は、 $a/d=1.0$ で示方書算定式 (4) に等しくなる。

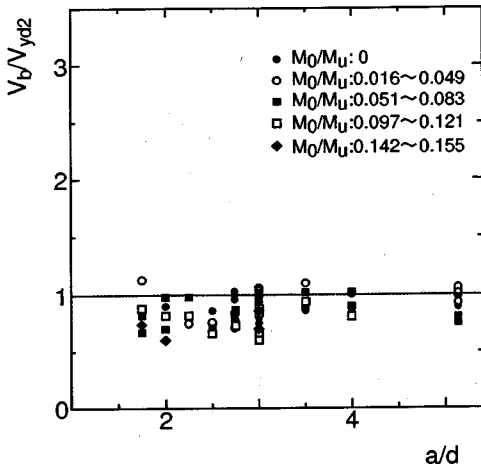


図-14 V_b/V_{yd2} と a/d の関係(矩形梁)

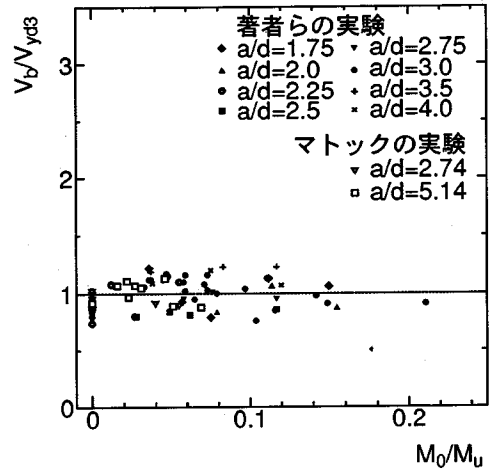


図-16 V_b/V_{yd3} と M_0/M_u の関係(矩形梁)

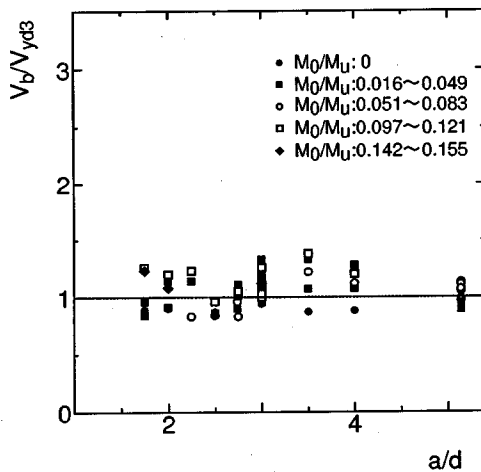


図-15 V_b/V_{yd3} と a/d の関係(矩形梁)

ただし、 $a/d > 3.0$ ではせん断スパン比に関する軸方向引張力の影響は、一定となるものとし、従って、

$$\beta_{a/d-n} = 1.0 \quad (a/d > 3.0). \quad (12)$$

V_{yd1} に式(11)式(12)を考慮して得られるせん断耐力を V_{yd2} とし、実験結果 V_b と比較したものを図-14に示す。

最後に、図-14で得られた結果に対し、先に示した鉄筋比の影響を考慮した式(6)式(7)の β_{pw-n} の関数を乗ずると、これによって得られる V_b/V_{yd3} の平均値の1.0からの偏差は0.15であった。ここで、式(6)式(7)はあくまで有限要素解析によって得られた関数であり、従って解析から得られた式(6)式(7)の実験値

との整合性を考慮して最終的に β_{pw-n} の関数として式(13)式(14)を提案する。式(13)式(14)を使用した場合の V_b/V_{yd3} の平均値の1.0からの偏差は0.06である(図-15)。

$$\beta_{pw-n} = 1 + 2 \frac{M_0}{M_u} (2.5 - 100p_w) \quad (13)$$

$$\beta_{pw-n} = 1 + 2 \frac{M_0}{M_u} \quad (p_w \geq 0.015) \quad (14)$$

式(13)は、 $p_w = 0.005$ において2倍の安全を施した示方書算定式(4)に等しくなる。また、式(14)は、示方書算定式において軸方向圧縮力を受ける場合の関数と等しくなる。すなわち、式(13)式(14)は、示方書算定式が考慮している軸方向引張力を受けることによる不利な影響は、鉄筋比に関しては $p_w > 0.015$ の範囲で現われることを示している。図-16では、これらの式を使用した V_b/V_{yd3} と M_0/M_u の関係から提案した関数を用いた算定式の精度を確認している。図より、いずれのせん断スパン比においても算定式が良くせん断耐力を表していることが示される。

図-17と図-18でT型梁の場合について同様の作業を行なった結果を示す。(途中の処理の詳細は省略する。)著者らのT型梁の実験結果においても、Mattockの行なったT型梁の実験結果においてもせん断耐力算定式の精度が良いことが確かめられる。

図-19に示方書の表す関数と著者らの提案する関数を示す。すなわち、著者らの式では、せん断スパン比が3.0より大きい場合、鉄筋比が0.015より大きい場合には軸方向引張力の影響は軸方向圧縮力を受ける場合と同様と考えられ、0.015以下では、鉄筋比が小さくなるにしたがって軸方向引張力の影響が大となる。そ

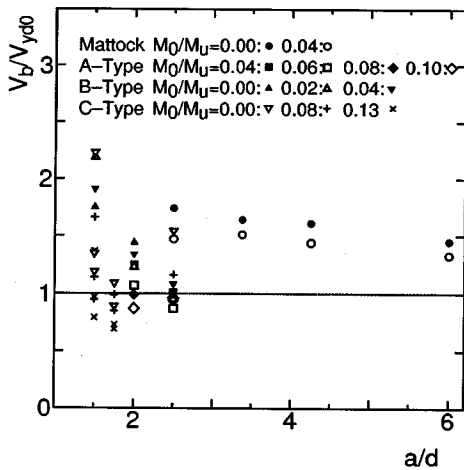


図-17 V_b/V_{yd0} と a/d の関係 (T型梁)

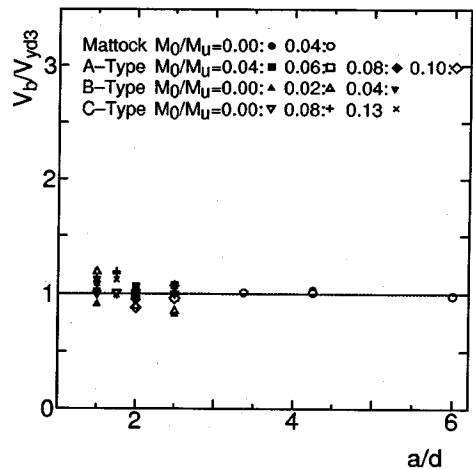


図-18 V_b/V_{yd3} と a/d の関係 (T型梁)

して、その大きさは鉄筋比 $p_w = 0.005$ で現行の示方書算定式に等しくなる。

4. あとがき

現行の示方書算定式は、せん断スパン比の項において安全側に処理し、更に軸方向力の項において軸方向引張りを受ける場合の不利な影響を考慮して2倍の安全率を乗じていることから、著者らの実験結果に対しても十分に安全側の設計となっていることが示された。しかし、そこでは軸方向引張りの不利な影響についての明確な定義付けがされておらず場合によっては過度な安全率を乗じていることになっている。著者らは、実験や数値解析による調査の結果から、軸方向引張力を受けることによる不利な影響はせん断スパン比の3.0以下の領域や、鉄筋比が0.015以下の領域において現われることを確認した。このことから本研究では、軸方向引張力を受ける梁部材のせん断耐力を精度良く算定するために、数値解析結果と実験結果から、せん断耐力算定式の中において鉄筋比の影響を考慮した軸方向引張力の影響を表す項を提案した。ここで提案した式は、T型梁においてもせん断耐力を精度良く表現することができた。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編，pp.50-55，1986。
- 2) Haddadin, M.J., Hong, S. and Mattock, A.H., : A Study of the Effectiveness of Web Reinforcement in Reinforced Concrete Beams Subject to Axial Forces, *Structures & Mechanics Report*, SM 69-2, University of Washington, Sept., 1969.
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書改訂資料，コンクリート・ライブラリー，第61号，pp.163-166，1986。

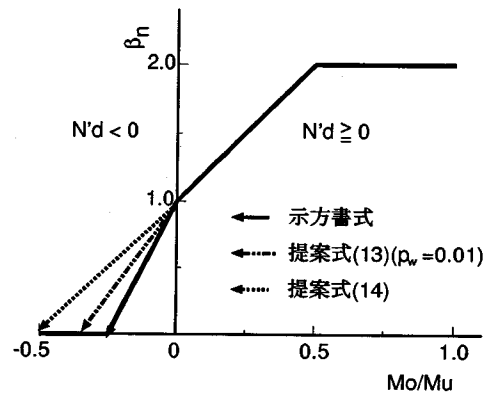


図-19 鉄筋比等を考慮した棒部材のせん断耐力に及ぼす軸方向力の影響

- 4) 田村隆弘, 重松恒美, 原 隆, 中野修治：軸方向引張り力を受けるRC梁のせん断耐力に関する実験的研究，*コンクリート工学論文集*，第2巻第2号，pp.153-160，1991。
- 5) Hinton, E. and Owen, D.R.J., : *Finite element Software for Plates and Shells*, Pineridge Press Swansea U.K., 1984.
- 6) Hinton, E. and Owen, D.R.J., : *Computational Modelling of Reinforced Concrete Structures*, Pineridge Press Swansea U.K., 1986.
- 7) Tamura, T.: Analysis of Reinforced Concrete T-beam subjected to Axial Tension and Bending, *Nonlinear Analysis and Design for Shell and Spatial Structure*, *Proc. of the SEIKEN-IASS Symposium*, pp.323-330, 1993.
- 8) Bhide, S. B. and Collins, M. P., : Influence of Axial Tension on the Shear Capacity of Reinforced Concrete Members, *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, Vol.86, No.5, pp.570-581, Sep./Oct.1988.
- 9) Mattock, A. H., : Diagonal Tension Cracking in Concrete Beams with Axial Forces, *Proc. of ASCE*, Vol. 95, No. ST 9, pp. 1887-1900, 1969.

- 10) Zsutty, T. C., : Beam shear strength prediction by analysis of existing data, *Journal of ACI*, Nov., 1968.
- 11) Kani, G. N. J., : How safe are our large reinforced concrete beams?, *Journal of ACI*, March, 1967.
- 12) Kennedy, R. P., : A statistical analysis of shear strength of reinforced concrete beams, Ph.D dissertation to Stanford Univ., 1967.
- 13) 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.
- 14) Okamura, H. and Higai, T. : Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, *Proc. of JSCE*, No.300, 1980. 8.

(1994. 11. 7 受付)

A STUDY OF PROPOSED DESIGN EQUATION FOR THE SHEAR STRENGTH OF R/C BEAMS SUBJECTED TO AXIAL TENSION

Takahiro TAMURA, Tsunemi SHIGEMATSU, Takashi HARA
and Kyuichi MARUYAMA

In this paper the influence of the reinforcing ratio on the shear strength of the reinforced concrete beams subjected axial tension and bending is studied. From experimental results and numerical analyses, it is observed clearly that the reinforcing ratio influences the shear capacity of the beam. Considering the influence of reinforcing ratio the adequate regressive equations are defined based on the experimental and numerical results. Our previous experimental results of rectangular beams and T-shaped beams as well as the results by Mattock et al. verify the accuracy of the equations proposed herein.