

軸方向引張り力を受ける鉄筋コンクリート T型梁のせん断耐力

SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE T-BEAMS SUBJECTED TO AXIAL TENSION

田村隆弘* 重松恒美**

原 隆*** 中野修治****

By Takahiro TAMURA, Tsunemi SHIGEMATSU,
Takashi HARA and Syuuji NAKANO

The problems on the shear strength of the reinforced concrete members have been studied by many researchers. However there are few studies on the shear strength of reinforced concrete beam under the axial tensile force. In this paper the response analysis of reinforced concrete T-beams under the axial tensile force is studied numerically and experimentally. In the numerical analysis, the beams tested experimentally are analyzed by the finite element method. In finite element formulation the nine-node Lagrangian isoparametric shell element was adopted. In experimental studies, simply supported T-beams without web reinforcement are tested under axial tension and bending. The parameters adopted herein are the axial tensile force levels and the shear span-depth ratio.

1. まえがき

鉄筋コンクリート棒部材のせん断強さの問題は、古くから多くの研究により実験的に進められてきた。現在、土木学会コンクリート標準示方書（以下示方書と称する）では鉄筋コンクリート棒部材のせん断耐力は、コンクリート強度、部材高さ、鉄筋比および軸方向力の影響を考慮した算定式により導かれている¹⁾。しかし、軸方向引張り力についてはその研究事例が少なく、そのため、算定式の内で軸方向力の項は CEB/FIP のモデルコードの考え方から安全側の関数を定義して処理されている。鉄筋コンクリート棒部材のせん断耐力に及ぼす軸力の影響についての研究は、1970年前後から、Mattock²⁾や、Leonhardt³⁾らによって梁や床版について実験的に解析が行われており、示方書算定式の検証にも使用されている⁴⁾。また、近年では、鉄筋コンクリート部材の問題に数値解析（予測）も多く行われるようになり、NgoとScordelisによって有限要素法による梁の解析⁵⁾が行われて以来、この種の解析手法も広く応用されている^{6) 7)}。これらの点を背景とし、

* 徳山工業高等専門学校助手 土木建築工学科 (〒745 徳山市大字久米字高城3538番地)

** 工博 徳山工業高等専門学校教授 土木建築工学科 (〒745 徳山市大字久米字高城3538番地)

*** 徳山工業高等専門学校助教授 土木建築工学科 (〒745 徳山市大字久米字高城3538番地)

**** 呉工業高等専門学校助教授 土木工学科 (〒733 呉市阿賀南2丁目2-11)

著者らは、既に矩形梁について実験的解析を行い、鉄筋コンクリート梁のせん断耐力における軸力の影響を評価したが⁹⁾、本研究では軸方向引張り力を考慮した鉄筋コンクリート梁部材のせん断挙動およびせん断耐力を解析的に把握するために有限要素法による数値解析を行い、この手法の有効性を評価するために併せて実験的解析も行った。本論文ではせん断補強筋のないT型梁を対象として解析を行うものとし、有限要素法による数値解析では、アイソパラメトリック退化シェル要素を採用した。また、解析モデルの断面形状等は併せて行った実験解析と同様のものとした。

2. 数値解析

2. 1 有限要素解析

本解析では、T型梁をフランジとウェブを別々に分けて考え、9節点アイソパラメトリック退化シェル要素を用いた。さらに個々の要素の各層で材料特性を設定でき、板厚方向への応力状態や、ひび割れ挙動の解析が可能な積層化手法によって、この梁の弾塑性解析を行う⁷⁾。プログラムにおける材料特性のモデル化を以下に示す。

2. 1. 1 コンクリートの圧縮挙動

コンクリートの非弾性挙動において、可逆的な変形特性については線形弾性材料を適用し、非可逆的な変形特性については歪硬化材料を適用した。また、与えられた歪状態に対する応力状態を評価するために以下の4種類の条件を定義する。

(a) 降伏条件

二軸圧縮応力状態のもとで、降伏関数を応力の第一不変量 $I_1 (\sigma_{oct})$ と偏差応力の第二不変量 $J_2 (\tau_{oct})$ を用いて表す。

$$f(I_1, J_2) = [\beta (3J_2) + \alpha I_1]^{1/2} = \sigma_0 \quad (1)$$

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y$$

$$3J_2 = (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)$$

ここで、 α 、 β は材料のパラメータであり、 σ_0 は相当応力である。Kupferの実験結果⁹⁾を採用すれば、 $\alpha = 0.355 \sigma_0$ 、 $\beta = 1.355$ が定義される。図-1 に二次元応力空間での降伏条件を示す。

(b) 流動則

材料の降伏局面に対する通常の塑性ポテンシャルの概念を導入し、流動ベクトルの降伏局面に対する直交性を仮定すると、塑性歪増分 $d\varepsilon_{ij}^p$ は次式で与えられる。

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \cdot \partial f(\sigma) / \partial \sigma_{ij} \quad (2)$$

ここで、 $f(\sigma)$ は式(1)で定義された降伏関数であり、 $d\lambda$ は塑性歪増分の大きさを表す定数である。

(c) 歪硬化則

本解析では歪硬化則を定めるために、塑性歪とその時点での相当応力の関係を次式で表すMadrid Parabolaで定義する。

$$\sigma = E_0 \varepsilon - E_0 \varepsilon^2 / 2\varepsilon_0 \quad (3)$$

ここで、 E_0 は初期弾性係数、 ε は全歪、そして、 ε_0 は最大応力 f での全歪である。

弾性歪を式(3)に代入すれば、次式により、全応力-塑性歪の関係を得る。

$$\sigma = -E_0 \varepsilon_p + \sqrt{2E_0^2 \varepsilon_0 \varepsilon_p} \quad (cf_0 < \sigma < f_0) \quad (4)$$

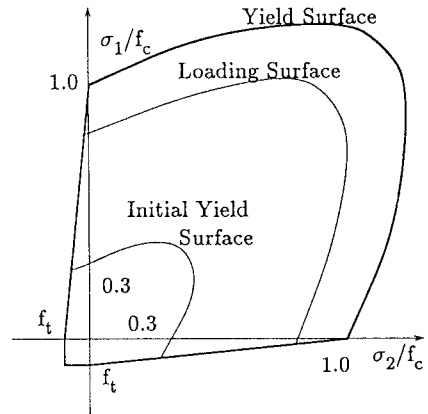


図-1 コンクリートの二次元応力表示

ここで、 $\alpha=0.3$ 、 $\epsilon_0=2f_c/E_0$ である。図-2は、ここで定義したコンクリートの一次元応力-歪関係を示す。

(d) 圧壊条件

コンクリートの圧壊条件は、歪制御問題として記述され、以下の式により降伏条件(1)と同様に定義される。

$$[\beta(3J_2') + \alpha I_1']^{1/2} = \epsilon_u \quad (5)$$

ここで、 I_1' は歪の第一不変量であり、 J_2' は偏差歪の第二不変量である。また、 ϵ_u は等価歪である。Kupferの実験結果から式(1)と同様な関係を用いて、式(5)は歪のみで表示できる。

$$1.355[(\epsilon_x^2 + \epsilon_y^2 - \epsilon_x \epsilon_y) + 0.75(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{xz}^2 + \gamma_{yz}^2)] + 0.355 \epsilon_u (\epsilon_x + \epsilon_y) = \epsilon_u^2 \quad (6)$$

2. 1. 2 コンクリート引張り挙動

鉄筋コンクリート構造では、圧縮の破壊応力に比べて引張りに対する強度が小さいため、クラックは非線形挙動に重要な役割をなす。本解析では、最大引張り主応力が引張り強度を越えたとき破壊するものと仮定した。また、クラックの生じた要素の挙動を表すために、コンクリートの挙動を、クラック前は等方性材料として、クラック後は直交異方性材料としてそれぞれ定義した。二次元応力状態のクラックを定義する条件式として次式を採用する。

$$\sigma_{i0} = f_t \quad (\text{引張り-引張り領域}) \quad (7a)$$

$$\sigma_{i0} = f_t (1 + \sigma_j / f_c) \quad (\text{引張り-圧縮領域}) \quad (7b)$$

ここで、 σ_{i0} ($i=1,2$) はクラック応力であり、 σ_j は主引張り応力に垂直な主圧縮応力である。引張り-引張り、引張り-圧縮の応力状態における二次元の応力表示を図-1に示す。

また、鉄筋コンクリート構造の変形解析で、重要な要因のひとつである引張り剛性については、本解析では、図-3に示されるような、クラック面に垂直なコンクリート応力成分の関係が仮定された。クラックを生じたコンクリートの除荷および再負荷における剛性に関して図-3に示す仮想弾性係数 E_i は次式で表される。

$$E_i = \alpha f_t (1 - \epsilon_i / \epsilon_m) / \epsilon_i \quad (8)$$

ここで、 α 、 ϵ_m は引張り剛性パラメータであり、 ϵ_i は図-3に示す歪である。本解析では、 α 、 ϵ_m はそれぞれ0.7および0.002とした⁷⁾。

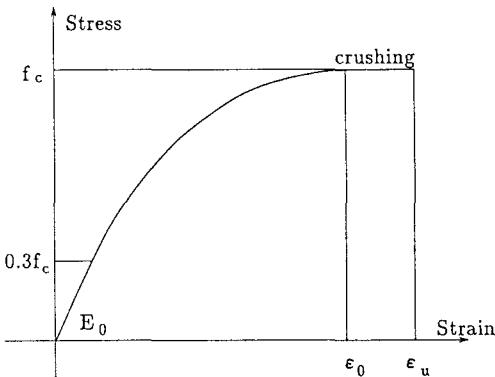


図-2 一軸の応力-歪の関係

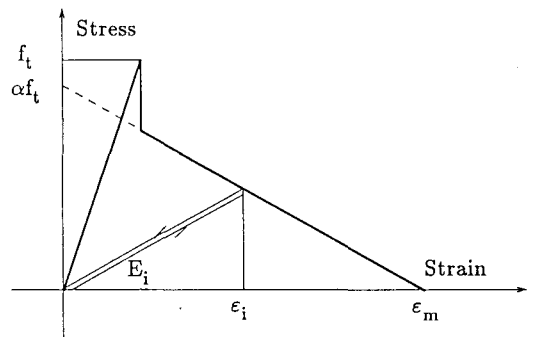


図-3 引張り状態の応力-歪の関係

2. 1. 3 鉄筋のモデル化

鉄筋は等価な厚さを有する鉄筋層と考え、鉄筋方向のみに軸方向の剛性を有する一軸挙動の材料として扱った。

弾塑性の材料挙動を扱うために、弾性係数は降伏前において

$$E = \sigma / \varepsilon \quad (\sigma < \sigma_y) 、$$

降伏後は、

$$E_y = d\sigma / d\varepsilon \quad (\sigma \geq \sigma_y)$$

で表されるBi-linear型を仮定した。また、その挙動は引張り、圧縮ともに同様であるものとした。

2. 2 軸方向引張り力を受けるT型梁の数値計算

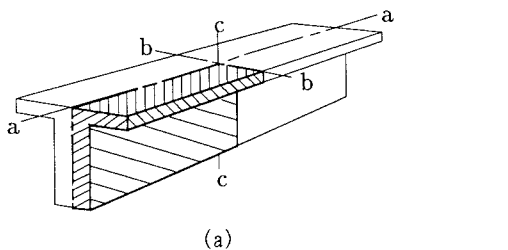
解析では、ロッキング現象を低減するために開発された Heterosis要素が適用された。また、数値計算の制御は軸方向力については荷重増分法とし、曲げ荷重については不安定解析に有効であることが知られている変位増分法とした。

2. 2. 1 解析モデル

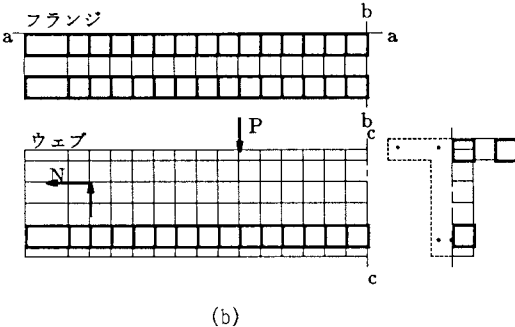
対称条件から、図-4 (a)に示す斜線部分を解析の対象とした。要素分割は図-4 (b)に示されるように、フランジ部において3×15、ウェブ部で6×15のメッシュで構成され、図中の太線要素は鉄筋を含む要素である。また、これらの要素はフランジ要素については8層のコンクリート層と1層の鉄筋層、ウェブで

表-1 解析で用いた材料の諸定数

コンクリート		
フランジ		
初期弾性係数	E_0 (kgf/cm ²)	3.0×10^5
ポアソン比	ν	0.2
ど方向層厚	$\Delta \xi_1$	0.25
材料密度	ρ (kg/cm ³)	0.245×10^{-5}
引張り強度	f_t (kgf/cm ²)	36.0
圧縮強度	f_c (kgf/cm ²)	360.0
圧縮限界歪	ε_u	3000.0×10^{-6}
ウェブ		
ど方向層厚	$\Delta \xi_2$	1.0
その他		フランジに同じ
鉄筋		
フランジ $\phi 6\text{mm}$ (SR24)		
弾性係数	E_1 (kgf/cm ²)	2.1×10^6
弾塑性接線係数	E_2 (kgf/cm ²)	2.1×10^5
ど方向層厚	$\Delta \xi_3$	0.0236
材料密度	ρ (kg/cm ³)	0.785×10^{-5}
降伏点応力	σ_y (kgf/cm ²)	2547.0
鉄筋層位置	ξ_r	0.6667
ウェブ D10 (SD30)		
ど方向層厚	$\Delta \xi_4$	0.1427
降伏点応力	σ_y (kgf/cm ²)	3567.0
鉄筋層位置	ξ_r	0.0
その他		フランジに同じ

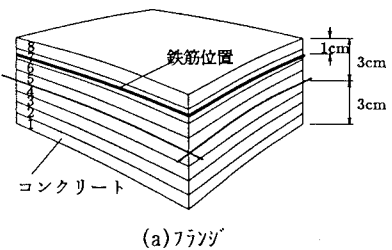


(a)

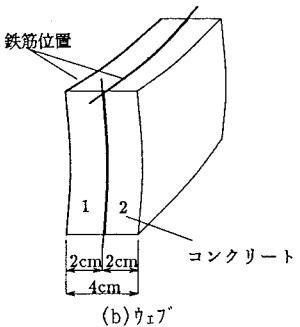


(b)

図-4 有限要素メッシュ



(a) フランジ



(b) ウェブ

図-5 断面の層パターン

は2層のコンクリートと2層の鉄筋層に層割されている(図-5)。フランジとウェブの接合条件としては、フランジ中央部とウェブ上端部において重なるべき節点について、同時変位条件(x , y , z 方向変位および回転角 β_z を等しくする)を考慮するものとした。解析に用いた材料の諸定数を表-1に示す。

3. 軸方向引張りを受ける梁の曲げせん断試験

3. 1 供試体

供試体の断面形状および配筋を図-6に示す。いずれの供試体もフランジとウェブの幅比 $b/b_w=3.0$ の複鉄筋T型梁で、梁の両端部には軸方向引張り力を導入するための治具がセットされるよう、断面重心位置に直径25mmの穴を有している。支点外側以外はせん断補強筋としてのスターラップは有していないが、穴の周辺は応力集中による端部破壊を防ぐためのスパイラル筋を二重に配置している。使用した鉄筋は、引張り側主鉄筋として異形棒鋼D10(SD30)を梁下縁に3本、圧縮側主鉄筋として、丸鋼 $\phi 6$ (SR24)を梁上縁に4本、各々かぶりを2cmとして配置した。コンクリートは普通ポルトランドセメント、海砂、最大寸法20mmの粗骨材により、設計強度 300kgf/cm^2 、スランプ $10\text{cm}\pm 2\text{cm}$ 、水セメント比45%で配合した。また、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は表-2に示される。

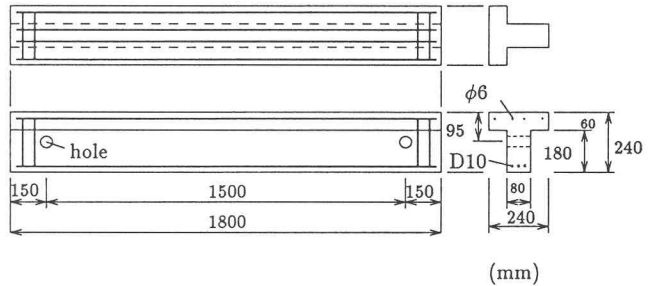


図-6 供試体

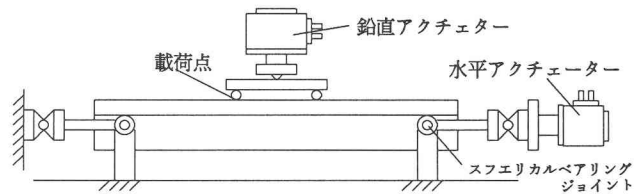


図-7 載荷試験

3. 2 実験条件

試験された4体の供試体の実験条件は、表-2に示される。軸力については4tfの引張り力と、比較のため軸力の無いものとした。せん断スパン比については曲げ耐力に対するせん断耐力の低減が比較的大きくなると思われる $a/d=2.5$ と、これより軸方向力によるせん断耐力の低減が大きく現れると思われる $a/d=1.5$ について実験を行った。

3. 3 曲げせん断載荷試験

軸方向引張り力を伴う曲げ載荷試験の状態を図-7、写真-1に示す。今回の載荷装置では、軸方向引張り力は水平方向アクチュエータから支点に取り付けられたスフェリカルベアリングジョイント(球座)を経て供試体の両端部に導入される。このスフェリカルベアリングジョイントの採用により支点上における付加的なモーメントの発生が回避されている。鉛直荷重は荷重制御方式により所定の軸方向引張り力を確保した

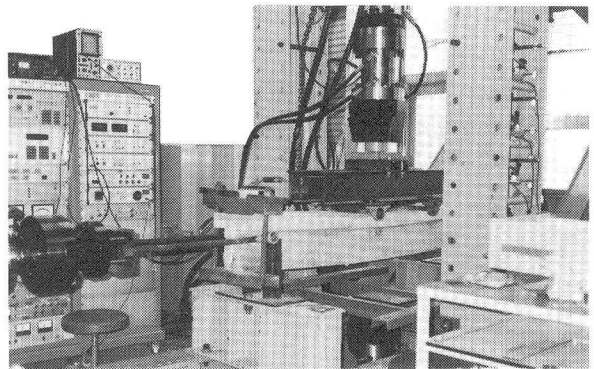


写真-1 載荷試験

表-2 諸パラメータおよび結果

供試体 No.	軸力 (tf)	a/d	f_c (kgf/cm ²)	P_b (kgf)	P_{FEM} (kgf)	M_b (kgf·cm)	M_u (kgf·cm)	M_b/M_u	P_{cr} (kgf)	P_{csl} (kgf)	P_{cr}/P_{csl}	P_b/P_{csl}
A-1	0	2.5	371	6060	6040	160000	161000	0.993	3300	2720	1.21	2.23
A-2	4	2.5	360	4500	4400	119000	160000	0.725	2700	2220	1.22	2.03
B-1	0	1.5	336	8490	8750	140000	161000	0.870	2600	2630	0.99	3.23
B-2	4	1.5	384	6610	7150	109000	159000	0.686	2500	2360	1.06	2.80

a/d: せん断スパン比 P_b : 破壊荷重 (実験値) P_{FEM} : 終局荷重 (有限要素解析による)

f_c : コンクリート圧縮強度 M_b : 終局モーメント (実験結果)

M_u : 終局モーメント (終局強度理論による計算値: 算定式中の部材係数 γ_s は1.0とする)

P_{cr} : 斜めひび割れ発生荷重 (実験結果)

P_{csl} : 示方書算定式による斜めひび割れ発生荷重 (算定式中の部材係数 γ_s は1.0とする)

状態で、鉛直アクチュエータにより所定のせん断スパン比にセットされた載荷梁を経て2点載荷される。実験は、梁が破壊に至るまで鉛直荷重を漸増させて行き、各荷重ステップにおいて、引張り鉄筋ひずみ、コンクリート上縁ひずみをワイヤーストレインゲージで測定する。また、スパン中央と、載荷点下の変位をダイヤルゲージで測定し、同時に、ひび割れの進行状態を供試体表面にマーキングして行く。

3. 4 実験結果と考察

試験された全ての供試体の終局荷重 P_b 、終局モーメント M_b 等は表-2に示される。ひび割れ性状、終局耐力の結果およびそれに伴う考察を以下で行う。

(1) 破壊性状

ほとんどの梁は、最初支点間にいくらかの曲げひび割れが発生した後、支点と載荷点間のウェブ中央付近にせん断ひび割れを発生し、このせん断ひび割れはフランジ下縁まですみやかに成長する。しかし、この後梁はフランジの破壊までに、大きく変形し、またウェブのひび割れ幅を広げ、この間に引張り側主鉄筋の降伏を伴う。図-8では、それぞれのせん断スパン比における軸力 $N=0$ tf、4tfの場合の破壊時のひび割れ性状である。この図から、軸方向引張り力が大きくなるに従って、斜めひび割れ角度が立ち上がって来ることが確かめられる。

(2) 終局耐力

表-2に実験により得られた破壊モーメント M_b を終局理論により計算された曲げ終局モーメント M_u (軸方向引張り力は考慮しない) で除した値が示され、これにより軸方向引張り力による耐力の低減がよく示される。また、実験において観察された斜めひび割れ発生荷重 P_{cr} も表-2に示されるが、せん断補強筋を持たない梁であるにもかかわらずT型断面であるために、斜めひび割れの進行がウェブとフランジの境界で妨げられ、終局耐力は斜めひび割れ発生荷重よりもかなり高くなっている。このことより、実験から得られた斜めひび割れ発生荷重 P_{cr} と示方書算定式¹⁾により得られるせん断耐力 P_{csl} の比は、a/dが2.5の場合に1.21から1.22、そしてa/dが1.5の場合には0.99から1.06であるが、部材の終局荷重 P_b と示方書算定式 P_{csl} を比較した場合には、算定式の安全率は全て2.0を越えていることが読み取れる。

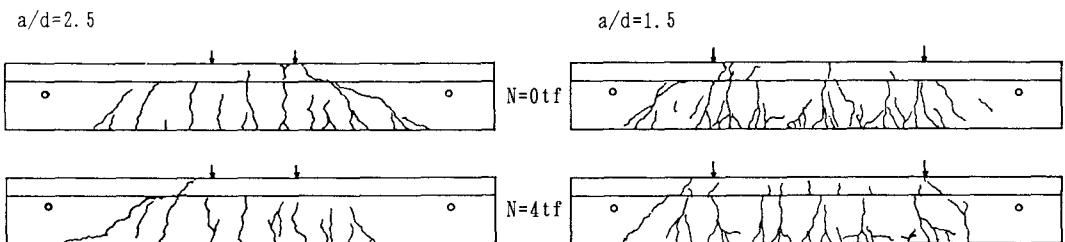


図-8 終局ひび割れ状態

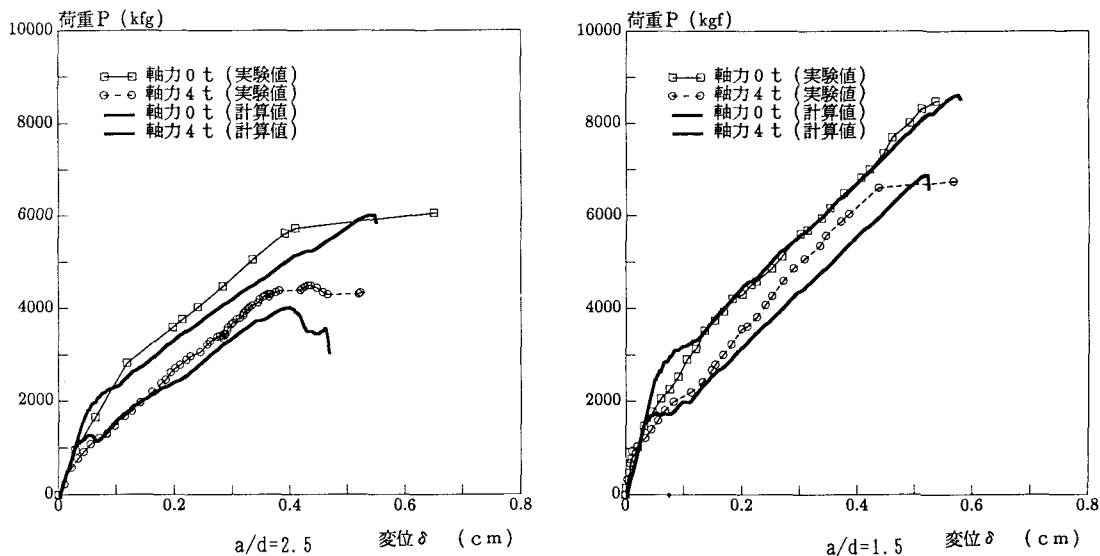


図-9 スパン中央における荷重-変位の関係

4. 解析結果と実験結果の比較

図-9にそれぞれ $a/d=2.5$ と 1.5 の場合のスパン中央における荷重-変位の関係の解析結果と実験結果とを併せて示す。数値計算では、荷重増分法で $(1t/1ステップ) \times 4ステップ$ の軸力を入れた後、変位増分により $0.01mm/1ステップ$ で変位を増加させている。このため数値解は、最大荷重後の荷重の低下を表している。ここでは、比較のため、 $4t$ の軸方向引張り力を入れたものと軸力を受けない場合の結果を示しているが、最大荷重点付近までの変位応答では解析結果は実験結果とよく一致している。図-10では、荷重-引張り主鉄筋ひずみの関係について実験結果と解析結果を比較しているが、数値解析結果は部材の降伏までの主鉄筋の挙動をよく表している。

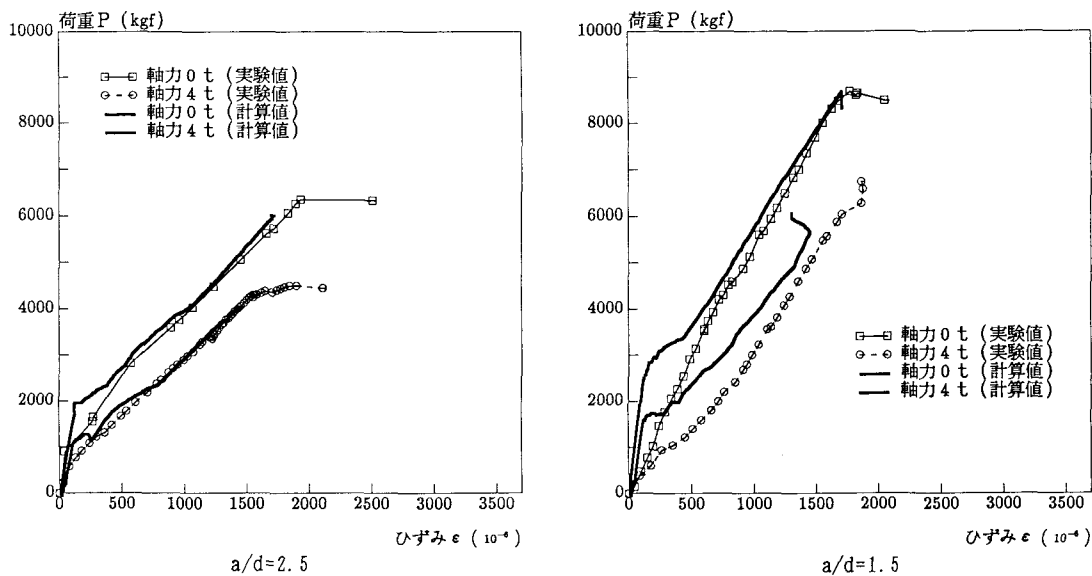


図-10 荷重-引張り主鉄筋ひずみの関係 (スパン中央)

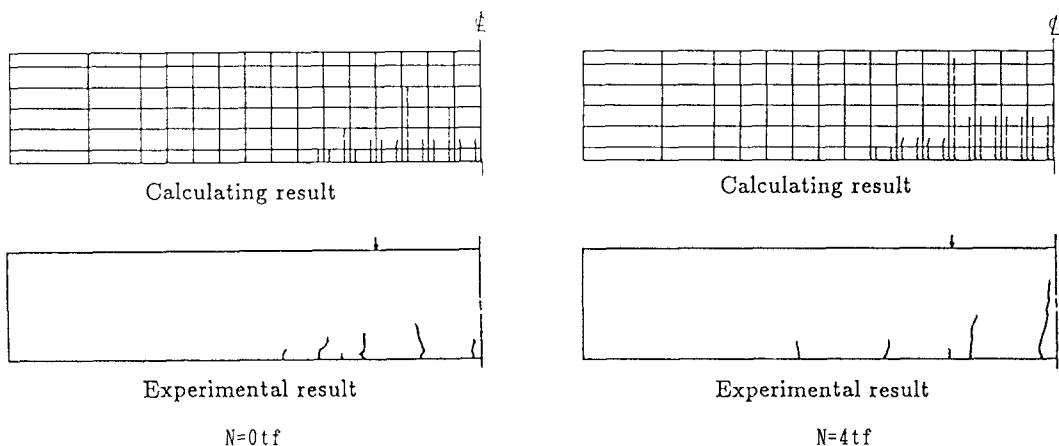


図-1 1 ひび割れ性状 (曲げひび割れの形成 $a/d=2.5$)

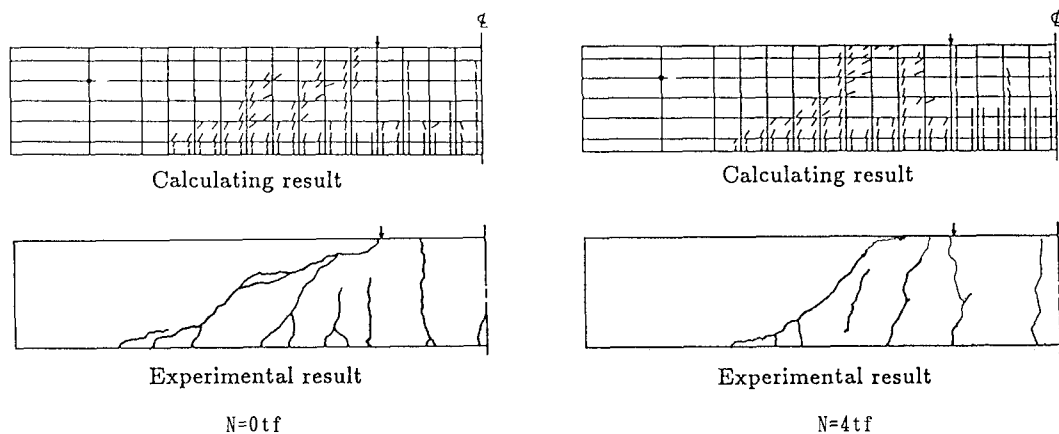


図-1 2 ひび割れ性状 (終局状態 $a/d=2.5$)

図-1 1 に曲げひび割れ形成時 (荷重にして $P_{c,r} \times 2/3$) のひび割れ形成状態を実験で観察されたものと解析で得られたものを示す。また 図-1 2 に実験における破壊時のひび割れと、数値解析においてはほぼ最大荷重を示したときのひび割れ形成状況を示す。数値解析におけるステップ毎のひび割れの進展状況も実験と同様に、スパン中央付近に曲げひび割れを形成した後に、支点-載荷点間にせん断ひび割れを成長させてゆく。また、これらはひび割れ角度等において定性的によく一致しており、軸方向引張り力によってせん断ひび割れの角度が変化して行くことが数値解析においても示された。

表-2 に軸力 0tf と 4tf の有限要素解析で求められた耐荷力 P_{FEM} が示され、数値解析解と実験解はほぼ一致している。図-1 3 では数値解析による耐荷力と軸方向引張り力の関係が示される。図は軸方向引張り力による T 型梁のせん断耐力の低減の様子をよく表している。

5. おわりに

本研究では、軸方向引張り力を受ける T 型梁のせん断挙動およびせん断耐力を明らかにするために、せん断補強鉄筋のない T 型梁について有限要素法による数値解析を行い、また、この結果を実験結果と比較することで解析手法の有効性を評価した。行われた解析の範囲内で以下のような結論を得た。

1) 有限要素解析で求められた解は、解析を行ったいずれのせん断スパン比においても実験結果とよく近似している。たわみやひずみ性状では、梁の降伏までは実験で得られたたわみ挙動とよく一致した曲線が得られ、変位増分法により解析することで梁の終局荷重を明確に捕らえることができた。また、ひび割れ性状においても実験結果と定性的によく一致した結果が得られ、軸方向引張り力の増大に伴いひび割れ角度が立ち上がって行くことが表現された。

2) 1) により数値解析がT型梁における軸方向引張り力のせん断耐荷力に及ぼす影響を精度よく表すことから、今回実験で解析しなかった範囲でのT型梁のせん断挙動を、本手法により数値解析的に予測することが可能であると思われる。

3) 今回の有限要素解析では、T型梁のフランジ部とウェブ部を別々にメッシュ割りし、接合条件を考慮することにより解析を行ったが、この手法により鉄筋コンクリートT型梁の形状を正確に表現できたものと思われる。

4) 今後の課題として、部材の挙動を更に明確に解析するために、有限要素法における要素分割や、変位増分量、鉄筋コンクリートの引張り剛性等を再検討すると共に、より精度の高い実験が求められる。また、本解析手法の有効性を明らかにするために、せん断スパン比の範囲や、軸方向力のパラメータを広げた実験的解析と、解析対象とする部材断面の形状を変化させた(例えばI型断面等の)解析が必要と思われる。

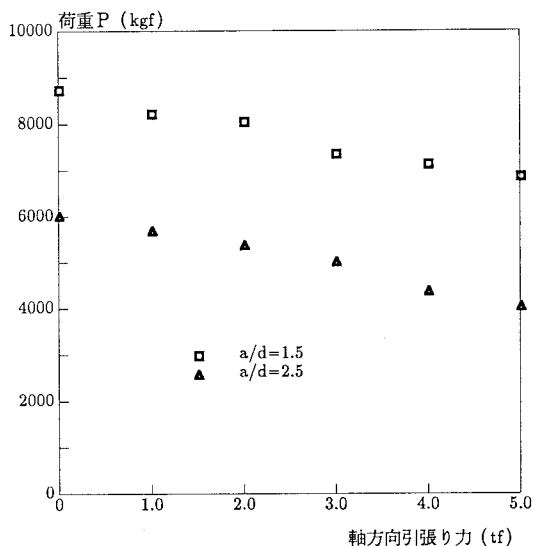


図-13 FEM解析による軸力と耐荷力の関係

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編，pp50-55，1986年制定。
- 2) Mattock, A.H., :Diagonal Tension Cracking in Concrete Beams with Axial Forces, Proc.of ASCE, Vol. 95, No. ST 9, 1969, pp. 1887-1900
- 3) Leonhardt F., Rostasy F.S, MacGregor J.G. und Patzak M. :Schubversuche an Balken und Platten bei gleichzeitigem Langszug, DAFStb Heft 275, 1977
- 4) 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，1986, pp.163-166
- 5) Ngo, D. and Scordelis A.C., :Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams, ACI JOURNAL, March 1967, pp152-163.
- 6) Hinton, E. and Owen, D.R. J., :Finite Element Software for Plates and Shells, Pineridge Press Swansea U.K., 1984.
- 7) Hinton, E. and Owen, D. R. J., : Computational Modelling of Reinforced Concrete Structures, Pineridge Press Swansea U.K., 1986.
- 8) 田村，重松，原，中野，：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.
- 9) Kupfer, H. and Hilsdorf, K. H., :Behavior of concrete under biaxial stresses, Proc. ACI, 1969.

(1991年9月30日受付)