

軸方向引張り力と曲げを受ける I 型梁のせん断耐力について

ON THE SHEAR STRENGTH OF I-SHAPE BEAMS SUBJECTED TO AXIAL TENSION AND BENDING

田村隆弘* ・ 重松恒美** ・ 原 隆***

Takahiro TAMURA, Tsunemi SHIGEMATSU and Takashi HARA

*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)

***工博 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)

In general, the reinforced concrete I-shape beams with thin web collapse with distinctive form. Then the digonal shear cracks occur in the web independently and the flexure cracks are not extended. In this paper, the shear strength of reinforced concrete I-shape beam with thin web is analyzed numerically and experimentally. In the numerical analysis, the I-shape beams modeled are analyzed by the finite element method. To describe the I-shape beam behavior, the flange and the web of the I-beam are discretized into quadratic isoparametric degenerated Heterosis shell elements respectively. And in the experimental studies, eight specimens are provided and tested in the several parameters. The test beam are made without stirrups for the shear reinforcement and the ratio of the flange width to the web width is 6.0 and the reinforcing ratio is 0.03.

Key Words : shear strength, I-shape beam, axial tension, finite element method

1. まえがき

I 型梁や、T 型梁のせん断破壊性状は、ウェブ幅とフランジ幅の比によって著しく変化するとされる。これは、ウェブのせん断応力が曲げ応力に比べ急激に増加するために、せん断スパン内に曲げひび割れが発生する以前にウェブに斜めひび割れが発生するといった、特徴的な破壊性状を示すものである¹⁾²⁾。特にウェブ幅が極端に薄い梁で曲げ耐力の大きな I 型梁やプレストレスによって曲げひび割れの発生が遅らされている I 型梁では、斜め圧縮力によりウェブのコンクリートが圧縮破壊を起こす、いわゆるウェブにおける斜め圧縮破壊によってせん断破壊に至る場合がある²⁾³⁾ (図-1)。土木学会示方書では、このような部材のせん断耐力を式 (1) により求めるものとしている⁴⁾。

$$V_{wcd} = f_{wcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (1)$$

$$f_{wcd} = 4.0 \cdot \sqrt{f'_{cd}} (kgf/cm^2) \quad (2)$$

このような薄いウェブの部材の破壊に関する研究は、他の破壊モードのせん断破壊に関するものほど活発に行なわれておらず、提案される種々の強度の算定式による算定値にもかなり相違があると言われている⁵⁾。しかし、形状 (フランジやウェブの厚さや幅の比) によっては、I 型梁におい

ても矩形梁と同様に、せん断圧縮、斜引張、およびせん断引張りによって破壊に至ることも報告されている³⁾。示方書では一般的なせん断補強筋を用いない鉄筋コンクリート棒部材の設計せん断耐力を式 (3) によるものとしている⁴⁾。

$$V_{cd} = f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (3)$$

$$f_{vcd} = 0.9 \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \sqrt{f'_{cd}} (kgf/cm^2) \quad (4)$$

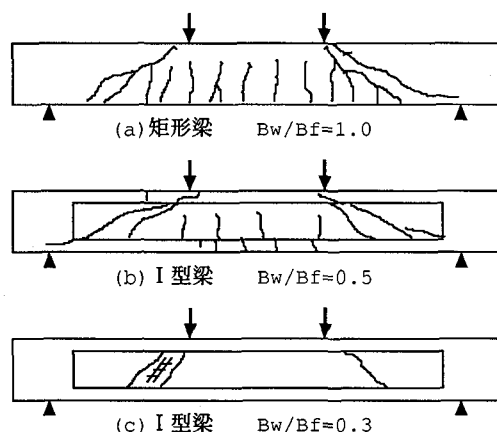


図-1 斜めひび割れ発生状況 (PC梁)

$\beta_d = \sqrt[4]{100/d}$ (d : cm) $\beta_d > 1.5$ では 1.5
 $\beta_p = \sqrt[3]{100p_w}$ $\beta_p > 1.5$ では 1.5
 $\beta_n = 1 + M_o/M_d$ ($N'_d \geq 0$) $\beta_n > 2$ では 2
 $\beta_n = 1 + 2M_o/M_d$ ($N'_d < 0$) $\beta_n < 0$ では 0
 N'_d : 設計軸方向圧縮力
 M_d : 設計曲げモーメント
 M_o : 設計曲げモーメント M_d に対する引っ張り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。
 γ_b : 一般に 1.3 としてよい。
 b_w : 腹部の幅
 d : 有効高さ
 $p_w = A_s/(b_w \cdot d)$
 f'_{cd} : コンクリート設計用強度 (kgf/cm²)

しかし、鉄筋コンクリート棒部材のせん断耐力算定式の中で、軸方向引張り力の影響に関する項については、研究事例⁽⁶⁾⁽⁷⁾⁽⁸⁾が少ないとも言われている。著者らは、これまで、軸方向引張り力と曲げを同時に受ける部材のせん断破壊性状について、矩形梁を対象に、実験と解析により調査してきたが、そこでは、ほとんどの梁で曲げひび割れが先行し、その後さらに荷重を増加させると、曲げひび割れの先端が斜めに発達して、いわゆる、斜めひび割れを形成して破壊に至った。そして、軸方向引張り力が大きくなるにしたがって、曲げひび割れの数が増加し（ひび割れ間隔が狭くなる）、せん断ひび割れの角度も変化し（立ち上がってくる）、さらに大きな軸方向引張り力が作用した場合には、梁はついには曲げ破壊してしまうといった現象を確認した⁽⁹⁾。これらのことから、ウェブの薄い I 型梁が軸方向引張り力を受ける場合、その破壊性状が軸方向引張り力の大きさによって変化してゆくことが予測される。本研究では、この特徴的な破壊性状を示す薄いウェブを持つ I 型梁が軸方向引張り力を受ける場合について、矩形梁と同様な調査を行なった結果について報告する。数値解析では前報⁽¹⁰⁾の T 型梁の時にも採用し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解析を行なった。実験は、数値解析を行なったものと同様の形状寸法の供試体で行ない、実験パラメータとしてせん断スパン比 (a/d) と軸方向引張り力を変化させた。また、解析の対象とした I 型梁のフランジ幅 B_f とウェブ幅 B_w の比は $B_w/B_f = 1/6$ 、引っ張り鉄筋比は 0.03、せん断補強のためのスターループは配置していない。

2. 有限要素解析

I 型梁を、上フランジ、下フランジ、そして、ウェブのそれぞれ 3 枚の薄いコンクリート板で構成された部材と考え、解析するものとした。このため、板厚方向への応力状態や、個々の要素の各層で材料特性を設定でき、ひび割れ挙動の解析が可能な積層化手法を採用し、既に T 型梁の解析

の際に報告したと同様の 9 節点アイソパラメトリック退化シェル要素を用いるものとした。また、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⁽¹¹⁾⁽¹²⁾を適用した。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、ひび割れによる荷重の低減を表現できる変位増分法⁽¹³⁾を使用した。そして、鉄筋コンクリート材料の構成則等を検討しつつ弾塑性解析を試みた。

2.1 材料のモデル化

材料の構成則は前報⁽¹⁰⁾と同様に取り扱い、コンクリートの圧縮挙動における任意の応力状態の定義に際しては、次の 4 つの条件を考慮した。まず、降伏条件は、平均主応力の大きさにより降伏曲面が異なる Drucker-Prager の降伏関数を基に決定した。また、塑性域での応力と歪の関係式を構成するために Prandtl-Reuss の流動則を用いる。硬化則については、Madrid Parabola による一軸の応力-歪状態として定義し、そして、コンクリートの圧壊条件は降伏曲面で定義した応力成分を歪成分に置換することにより得られる歪の大きさが、最大圧縮歪みを越えるか否かで判断する。

コンクリートの引張り挙動においては、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ひび割れが発生するものと仮定した。また、鉄筋コンクリート構造の変形解析で重要な要因の一つとされる引張り剛性については、図-2 に示す応力成分を仮定した。ここで、 α , ϵ_m は引張り剛性パラメータである。

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い、弾塑性の材料挙動を扱うため、降伏前と降伏後における剛性で表示するバイリニア型で仮定した。

2.2 解析モデル

本解析で用いた I 型梁の要素分割を図-3 に示す。上フランジ、下フランジは 3×15 、ウェブは、 6×15 の要素で構成され、構造および載荷状態の対称性から図中斜線で示す部材全体の $1/4$ を解析するものとした。上下のフ

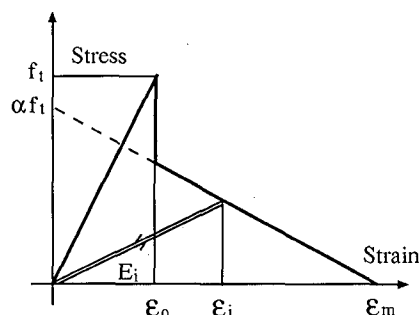


図-2 引張り状態の応力-歪の関係

ランジとウェブの接合条件としてはそれぞれの部材の重なるべき節点における同時変位条件 (x 、 y 、 z 方向変位および回転角 β) を考慮した。図中において太線で表した要素は鉄筋を含む要素である。また、図-4に示すように、これらの要素は上下の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、ウェブではフランジと重なる上下の2段の要素は2層のコンクリートと2層の鉄筋層、その他の要素は2層のコンクリートのみの層で構成している。解析に用いた材料の諸定数は表-1に示す。

3. 軸方向引張り力を受けるI型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-5に示す。いずれの供試体もフランジとウェブの幅比 $B_w/B_f = 1/6$ の複鉄筋I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、ウェブ寸法をフランジ幅まで拡張補強し、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D 10 (SD30) を梁下縁に6本、圧縮側主鉄筋として、丸鋼 ϕ 6 (SR24) を梁上縁に6本、各々かぶりを 2 cm 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

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_c)	$2.57 \times 10^5 (kgf/cm^2)$
ポアソン比 (ν)	0.2
材料密度 (ρ)	2.45
圧縮強度 (σ_c)	$360 (kgf/cm^2)$
圧縮限界歪 ε_u	3500×10^{-6}
引張り強度 (σ_t)	$36 (kgf/cm^2)$
ξ 方向層厚 $\Delta \xi_1$	0.25
ウェブ	
ξ 方向層厚 $\Delta \xi_2$	1.0
その他	フランジに同じ
鉄筋 (D10)	
下フランジ	
弾性係数 (E_1)	$2.1 \times 10^6 (kgf/cm^2)$
弾塑性接線係数 (E_2)	$2.1 \times 10^4 (kgf/cm^2)$
降伏点応力 (σ_y)	$3565 (kgf/cm^2)$
ξ 方向層厚 $\Delta \xi_3$	0.0713
鉄筋層位置 ξ_s	0.0
ウェブ	
ξ 方向層厚 $\Delta \xi_4$	0.2852
鉄筋層位置 ξ_s	-1.0
その他	下フランジに同じ
鉄筋 ($\phi 6$)	
上フランジ	
弾性係数 (E_1)	$2.1 \times 10^6 (kgf/cm^2)$
弾塑性接線係数 (E_2)	$2.1 \times 10^4 (kgf/cm^2)$
降伏点応力 (σ_y)	$2547 (kgf/cm^2)$
ξ 方向層厚 $\Delta \xi_5$	0.02827
鉄筋層位置 ξ_s	0.0

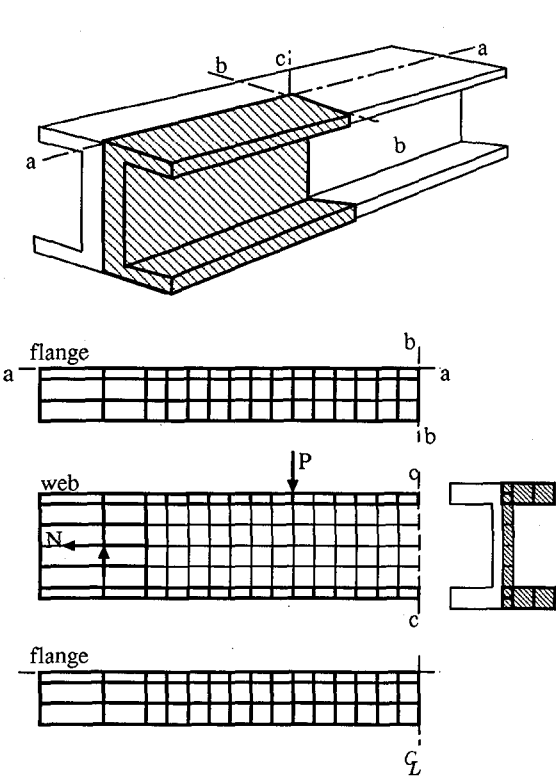


図-3 FEMメッシュ

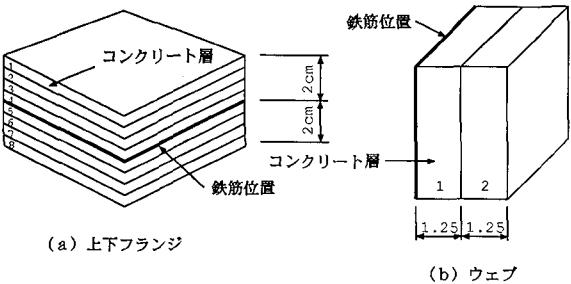


図-4 断面の層パターン

材により、設計強度 $280 kgf/cm^2$ 、スランプ $10 cm \pm 2 cm$ 、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 4 週から 6 週であり、その時点での圧縮強度は表-2に示す。

3.2 実験条件

試験した 8 体の供試体の実験条件は、表-2に示す。軸力については今回の試験では、軸方向引張り力によって直接部材にひび割れが発生しない範囲で実験するものとし、平均応力にして約 $10 kgf/cm^2$ (軸方向引張り力 $N = 3.5 tf$)、 $15 kgf/cm^2$ ($N = 5.25 tf$)、 $20 kgf/cm^2$ ($N = 7 tf$) のものと比較のため無応力のもの ($N = 0 tf$) の 4 種類を準備した。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

表-2 実験における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	せん断ひび割れ発生荷重 P_{cr} (kgf)			破壊荷重 P_u (kgf)			
				実験 P_{cr}^I	示方書 P_{cr}^{cal}	P_{cr}^I/P_{cr}^{cal}	実験 P_u^I	P_u^I/P_{cr}^{cal}	FEM P_u^{FEM}	P_u^I/P_u^{FEM}
1	0.0	2.0	448	5360	4267	1.26	6300	1.48	8120	0.77
2	3.5	2.0	437	5070	3578	1.42	5600	1.57	6200	0.90
3	5.25	2.0	413	3790	3390	1.12	5600	1.65	4900	1.14
4	7.0	2.0	385	2640	2988	0.88	5000	1.67	3808	1.31
5	0.0	2.5	402	4520	4255	1.06	6000	1.41	6700	0.90
6	3.5	2.5	389	3890	3408	1.14	5700	1.64	4600	1.24
7	5.25	2.5	383	3180	3240	0.98	5700	1.76	3950	1.44
8	7.0	2.5	367	2410	2940	0.82	4600	1.56	3520	1.31

ここで P_u^{cal} は、せん断補強筋が無い場合 $P_u^{cal} = P_{cr}^{cal} = V_{cd} \times 2$ ((3)式による。ただし、材料安全率および部材係数は1.0とする。)

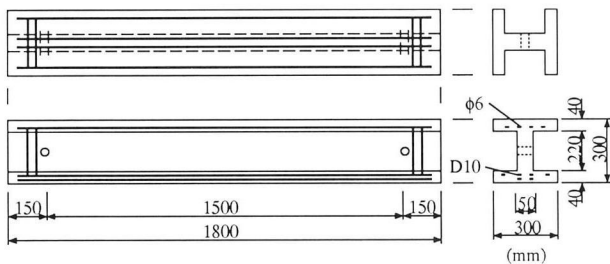


図-5 実験供試体

低減が比較的大きくと思われる $a/d=2.5$ と、これまでの矩形梁やT型梁の試験結果から、これより軸方向引張り力によるせん断耐力の低減が大きく現れると予測される⁹⁾ $a/d=2.0$ 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-6、および写真-1に示す。軸方向引張り力は水平方向アクチュエータから両支点に取り付けた球座を経て供試体の両端部に導入する。所定の軸方向引張り力は、偏心を生じさせないように調整し、水平方向にセットされたアクチュエータによって荷重制御方式により供試体が破壊にいたるまで確保する。その後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によって、4点曲げ載荷を行なう。曲げ試験は、梁が破壊に至るまで鉛直荷重を変位制御方式で漸増させてゆき、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、各荷重ステップにおける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_u 、斜めひび割れ発生荷重 P_{cr} または、土木学会示方書算定式によるせん断強度等を表-2に示す。ここで、示方書算定式における部材係数および材料安全率は1.0とし、軸方向力に関する項

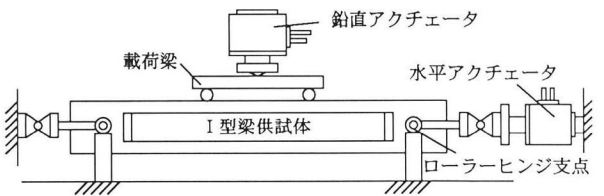


図-6 載荷試験

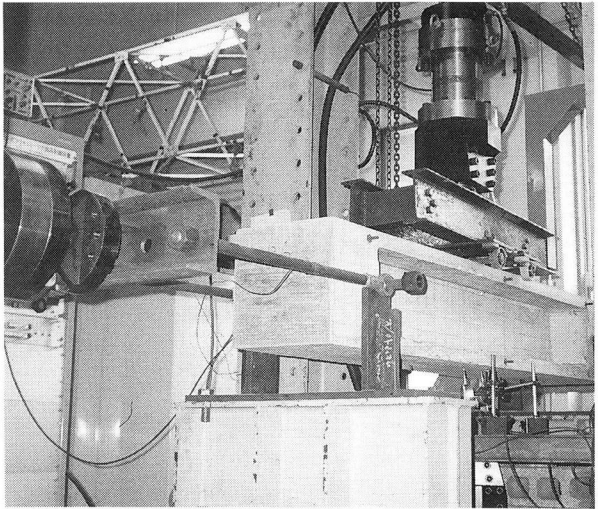


写真-1 載荷試験

については $\beta_n = 1 + 2M_0/M_u$ (M_u は終局理論による曲げ破壊モーメントで $M_u = 2M_d$) とした。実験結果からひび割れ性状、終局耐力等についての考察を以下で行う。

(a) 破壊性状

代表的なひび割れ進展状況を図-7に示す。また、図-8は、全供試体の破壊時におけるひび割れ状態である。すべての梁で破壊時において引張り主鉄筋が降伏していないことが確かめられ、矩形梁で見られた曲げせん断破壊も今回のI型梁では起こらなかった。軸方向引張り力を受けない梁は、図-7のひび割れや図-10のたわみ性状に見られるように、初期荷重において載荷点間の下フランジに数

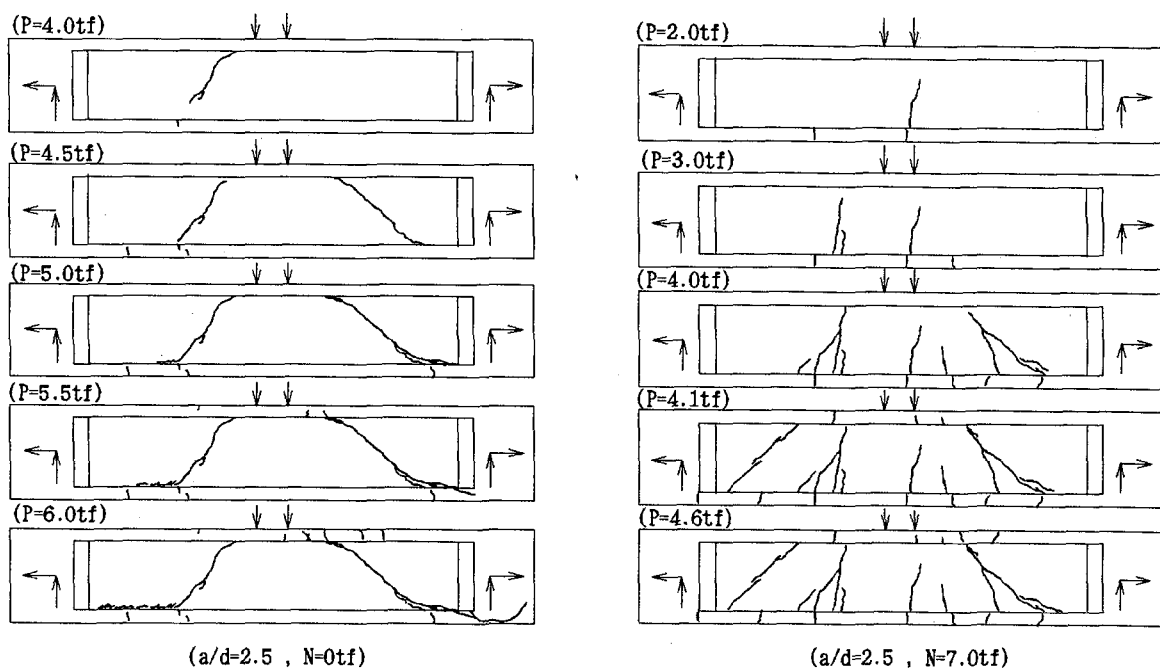


図-7 ひび割れ進行図 ($a/d=2.5$ $N=0\text{tf}$ and $N=7.0\text{tf}$)

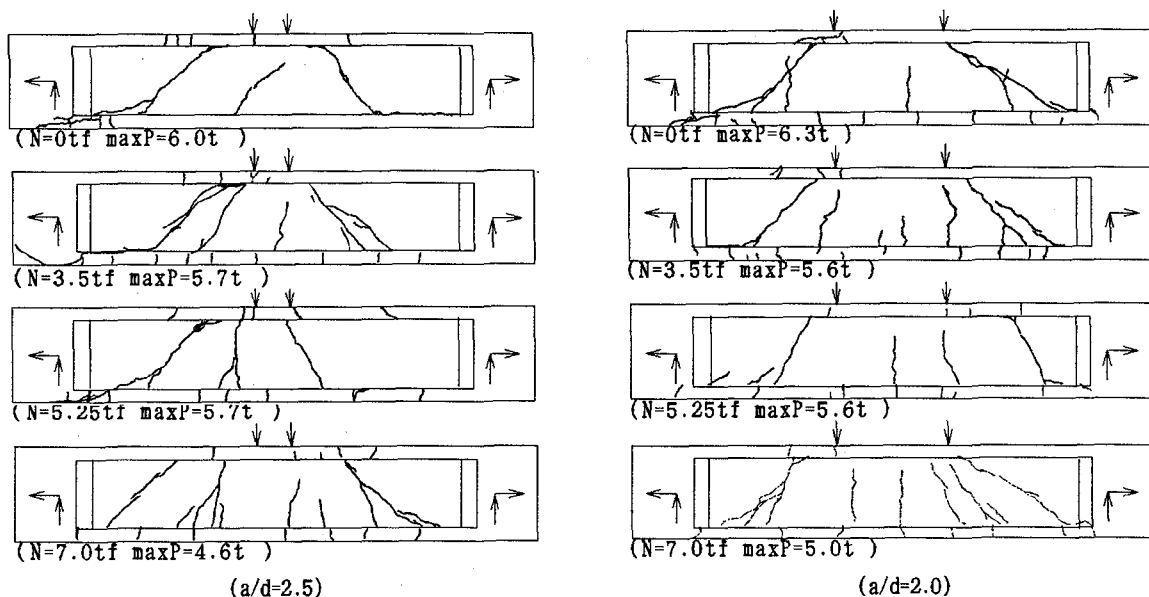


図-8 ひび割れ図 (破壊時)

本の曲げひび割れが発生した後、突然、支点と載荷点間のウェブ中央付近に斜めひび割れが発生する。しかし、その後すぐに終局に至らずに、しばらくはひび割れ発生のために応力の再分配を繰り返しながら、終局に向かって行く。最終的な破壊状態においては、フランジ幅とウェブ幅の比が $B_w/B_f = 1/6$ とかなり小さいにもかかわらず、ウェブ圧縮破壊と呼ばれる破壊形態には至らず、斜めひび割れの上部のコンクリートが偏心圧縮によって圧縮破壊する、いわゆる、アーチリブ破壊と呼ばれる破壊形態、もし

くは、矩形梁でせん断スパン比が $1 < a/d < 2.5$ の矩形梁でも起こるせん断引張り破壊と呼べる破壊形態をとった(ただし、矩形梁とは斜めひび割れ発生後の梁の挙動が異なる。)(1)式が与えるウェブ圧縮破壊の場合の終局せん断耐力と比較しても終局耐力が明らかに小さく、このことは明らかである(1)式が与える終局せん断耐力は軸方向力、せん断スパン比を問わずコンクリート圧縮強度によって決定され $V_{wd} \times 2 = 8500\text{kgf}$ から 9000kgf の範囲である)。これは、薄いウェブを持ったI型梁の最終的な破壊形状は、

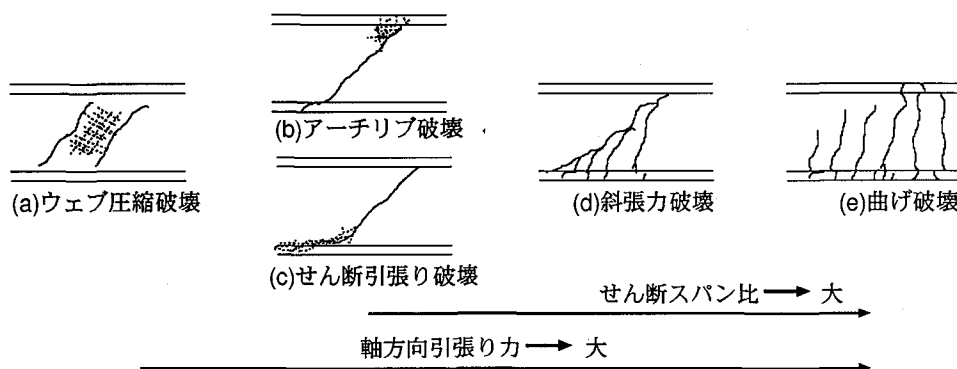


図-9 軸方向引張り力の大きさやせん断スパン比によって変化する破壊形態

ウェブに斜めひび割れが入った後の応力の再分配を、梁がいかにしているかが問題であり、この意味から今回の軸力を受けない供試体は、斜めひび割れ発生後にウェブ圧縮破壊を起こすか、アーチリブ破壊を起こすかの中間的な条件（形状や配筋等において）にあったものと思われる。図-7や、図-8からは軸方向引張り力が大きくなるに従って、斜めひび割れの角度が立ち上がって来ることや、大きな軸方向引張り力を受けた梁では、載荷点間の曲げひび割れは、軸方向引張りを受けないものに比べて増えていることも確かめられる。また、軸方向引張り力が大きなものでは、その破壊形状は、アーチリブ破壊とも異なり、むしろ、矩形梁でせん断スパン比が $a/d > 2.5$ で起こるとされる斜張力破壊に近いものである。このことから図-9に示すように、軸方向引張り力が大きくなるにしたがって、最終的な破壊形態がウェブ圧縮破壊からアーチリブ破壊、または、せん断引張り破壊へ、そして斜張力破壊へと変化してゆくものと考えられる。（矩形梁では、せん断スパン比が小さい場合、斜めひび割れ発生後、圧縮コンクリートが圧壊するせん断圧縮破壊も起こるが、I型梁では、その形状からこの種の破壊は生じにくいと思われる。）

(b) 終局耐力

表-2に実験により確認された斜めひび割れ発生荷重を、示方書算定式(3)により計算したせん断耐力で除した値を示し、これにより示方書算定式の安全率を示した。表から軸方向引張り力が大きくなるに従って、斜めひび割れ発生荷重が低下して行き、軸方向引張り力が大きくなるほど示方書算定式の安全率が低下している。このことから、示方書算定式における軸方向引張り力の影響を表す項がI型梁の斜めひび割れ発生荷重に対しては、 $\beta_n = 2M_0/M_u$ ではやや危険側にあり、軸方向引張り力を受けたときを $\beta_n = 2M_0/M_d (= 4M_0/M_u)$ とした示方書算定式の判断は適当であると思われる。しかし、梁の最終的な破壊荷重においては、軸方向引張り力が無いものでは、算定式の1.47倍 ($a/d = 2.0$) と1.41倍 ($a/d = 2.5$) の強度が出ており、軸方向引張り力を受けるものについては1.56倍以上の強度がでている。ま

た、軸方向引張り力が増加することにより算定式の安全率はむしろ増加する ($a/d = 2.5, N = 7tf$ を除く) 傾向にある。従って、破壊荷重を考えるならば示方書算定式の軸方向引張り力の影響を表す項は $\beta_n = 2M_0/M_u$ で十分といえる。これらのことより、I型梁では斜めひび割れ発生荷重に対する軸方向引張り力の影響と、斜めひび割れが発生した後のアーチ的な構造に対する軸方向引張り力の影響について区別して考える必要があると言える。

4. 解析結果と実験結果の比較

図-10, 図-11と図-12, 図-13に実験で得られたスパン中央における荷重-変位の関係と有限要素法による解析結果とをそれぞれ示す。数値計算では、荷重増分法で所定の軸方向引張り力を入れた後、変位増分により1ステップにつき0.01mmで変位を増加させている。このため解析解は、ひび割れの発生の度に荷重の低下を表現している。いずれの曲線も初期のひび割れによって、大きく荷重を低下させているが、これは、図-2に示した鉄筋コンクリート引張り状態の応力-歪の関係を表現するために用いた引張り剛性パラメータの選択によってコントロールされるもので、ここではMilford等の報告¹⁴⁾をもとに $\epsilon_m = 0.002, \alpha = 0.7$ を採用している。

$a/d = 2.0$ では、実験結果、解析結果とも軸方向引張り力が無い場合の梁では、5tfを過ぎた荷重においてせん断ひび割れの発生が確認でき、その後応力を再分配しながら破壊に向かう挙動が現われている。また、解析においても曲げひび割れをほとんど発生しない（初期勾配が直線的な）状態から斜めひび割れを発生し、その後、梁の支点部や載荷点近傍のコンクリートの軟化が起こり、それに伴う応力の再分配を繰り返しながら破壊に至るといった特徴的な挙動を示している。 $a/d = 2.5$ では、実験結果は軸方向引張り力が作用しない場合、約1.5tfの荷重により曲げひび割れを形成し（図-7ひび割れ進行図参照）4.0tfの荷重で斜めひび割れを完成しているのに対し、解析結果は約3.9tfで斜めひび割れを形成するまでほとんど曲げひび割れを生じない

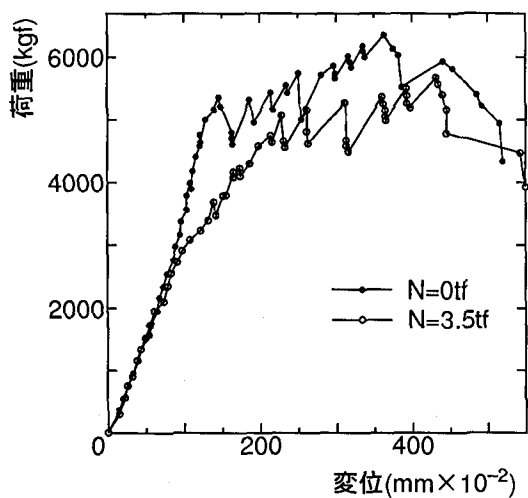


図-10 荷重-変位の関係 (実験結果: $a/d=2.0$)

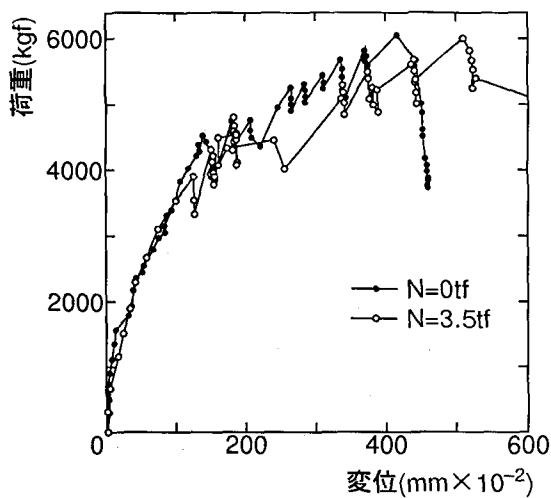


図-12 荷重-変位の関係 (実験結果: $a/d=2.5$)

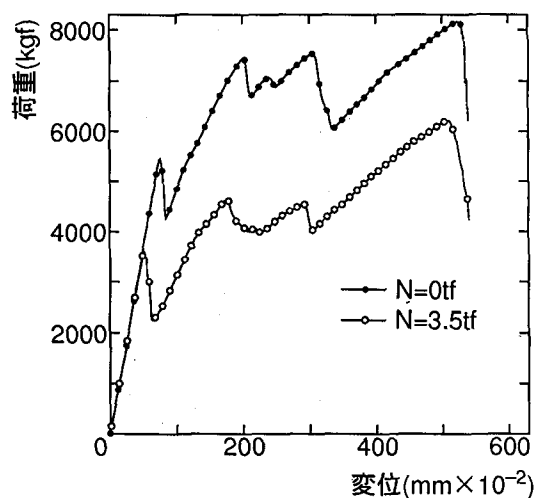


図-11 荷重-変位の関係 (解析結果: $a/d=2.0$)
($\varepsilon_m/\varepsilon_0 = 15$)

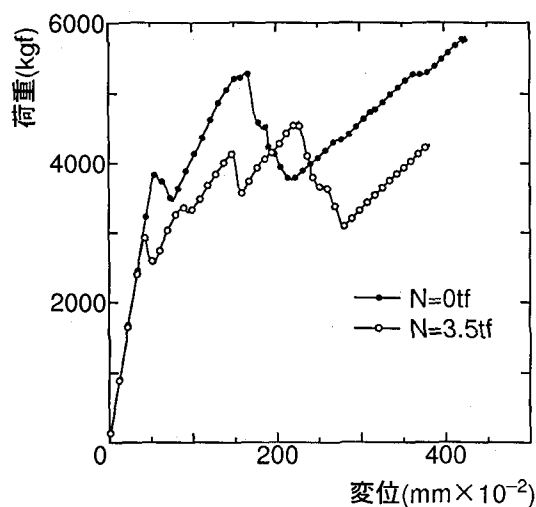


図-13 荷重-変位の関係 (解析結果: $a/d=2.5$)
($\varepsilon_m/\varepsilon_0 = 15$)

といった結果を示した。しかし、軸方向引張り力が入った場合には、明らかに斜めひび割れ発生荷重が低下し、斜めひび割れ発生後の梁の破壊に伴う内部応力の再分配経路は概ね近似したものとなっている。

図-14に数値解析において得られたひび割れ形成状態を示す ($a/d=2.0, N=0tf, N=5.25tf$)。図-7や図-8の実験における破壊時のひび割れとよく近似しており、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、軸方向引張り力が無い場合は、スパン中央付近にわずかに曲げひび割れを形成した後に、急激に支点-載荷点間に斜めひび割れを成長させてゆくと、軸方向引張り力 $5.25tf$ のものでは、小さな曲げ荷重で斜めひび割れを発生している。また、解析結果のひび割れ角度も定性的に実験結果に

よく一致しており、軸方向引張り力によって斜め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。

5. おわりに

本研究では、独特なせん断破壊性状を示す薄いウェブを持ったI型RC梁が軸方向引張り力を受ける場合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I型梁について実験と有限要素法による調査、研究を行なった。行われた解析の範囲内で以下のような結論を得た。

1) 実験結果から、I型梁では梁が終局破壊に至るまでに矩形梁とは異なった挙動を示すことが確認された。すなわち、ウェブに斜めひび割れが発生した後の梁の応力状態

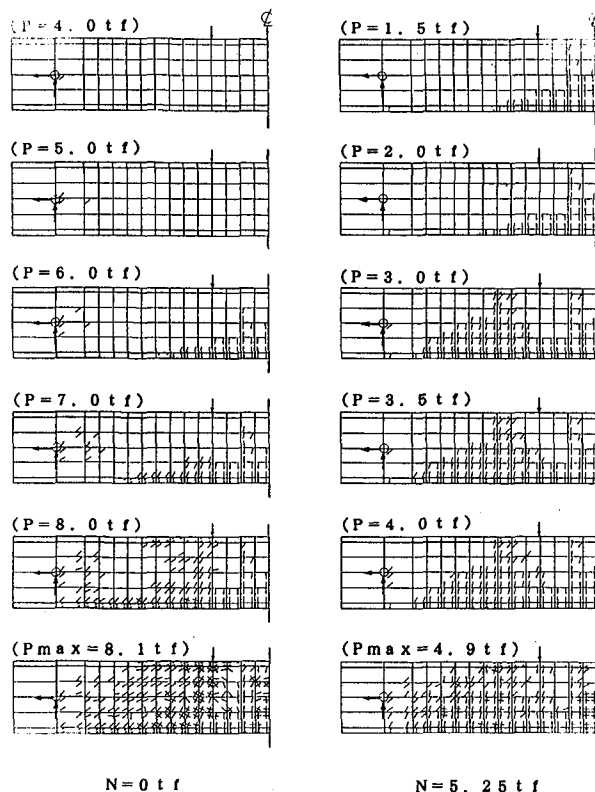


図-14 ひび割れ図 (FEM)

がI型梁の終局破壊形態を決定づけるといった特有のものであった。従って、これまで矩形梁については斜めひび割れの発生に対して、いかに軸方向引張り力が影響を及ぼしているかを検討してきたが、I型梁では更に斜めひび割れ発生後の梁の挙動に対して軸方向引張り力がいかに影響を及ぼすかが重要な問題であることが確かめられた。

2) 今回の実験において軸方向引張り力を受けない梁は、ウェブ幅とフランジ幅の比 b_w/b_f が $1/6$ とかなり小さいにもかかわらず梁はウェブ圧縮破壊せずに最終的にはアーチリブ破壊もしくはせん断引張り破壊と呼ばれる破壊形状を示した。このことから通常の鉄筋コンクリートI型梁(プレストレスではない)の場合、よほど特殊な形状でないかぎりウェブ圧縮破壊といった破壊形態は起こらないものと思われる。しかし、軸方向引張り力を増大させて行くにしたがって、この形状はさらに、斜張力破壊へと変化していった。このことから、I型梁がたとえばウェブ圧縮破壊を起こす場合にも、軸方向引張り力が入ることによって、破壊形態がアーチリブ破壊やせん断引張り破壊に変化するこ

とが予測される。

3) 有限要素解析で求めた解は、軸方向引張り力の無い梁では斜めひび割れの発生から破壊に至るまでI型梁の特徴を比較的良好に表現し、ひび割れ性状も実験とよく近似した結果を示した。

参考文献

- 1) Regan, P.E. and Yu, C. W.: Limit State Design of Structural Concrete, Chatto & Windus, pp.160-210, 1973.
- 2) Leonhardt F. und Mönig : Vorlesungen über Massivbau, Teil 1, Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, Springer-Verlag, pp.219-265, 1984.
- 3) 樽貝 勇: 鉄筋コンクリート部材の諸性状(その4), コンクリート・ライブラリー, 第34号, pp.22-30, 1972.
- 4) 土木学会: コンクリート標準示方書・設計編, pp50-55, 1986.
- 5) 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.163-170, 1986.
- 6) Mattock, A.H., : Diagonal Tension Cracking in Concrete Beams with Axial Forces, Proc. of ASCE, Vol. 95, No. ST 9, pp. 1887-1900, 1969.
- 7) Haddadin, M.J., Hong, S., 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.
- 8) Leonhardt F., Rostasy F.S., MacGregor J.G. und Patzak M. : Schubversuche an Balken und Platten bei gleichzeitigem Längszug, DAFStb Heft 275, 1977.
- 9) 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.
- 10) 田村, 重松, 原, 中野 : 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, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.1255-1263, 1992.
- 11) Hinton, E. and Owen, D.R.J. : Finite Element Software for Plates and Shells, Pineridge Press Swansea U.K., 1984.
- 12) Hinton, E. and Owen, D. R. J. : Computational Modelling of Reinforced Concrete Structures, Pineridge Press Swansea U.K., 1986.
- 13) Batooz, J. L. and Dhatt, G. : Incremental displacement algorithms for non-linear problems, International Journal for Numerical Methods in Engineering, pp.1262-1267, 1979.
- 14) Milford, R. V. : Nonlinear Behaviour of Reinforced Concrete Cooling Towers, Thesis of the Doctor of Philosophy, University of Illinois at Urbana-Champaign The Graduate College, 1984.

(1994. 9. 14 受付)