

論文 引張突縁を有する RC 梁の曲げ特性

蘆谷 讓^{*1}・岡本 大^{*2}・谷村 幸裕^{*3}・酒谷 弘行^{*4}

要旨：RC ラーメン高架橋の上層梁など、スラブと単体的に構築される梁は、スラブを突縁とした T 形梁となる。現在の鉄道構造物等の設計では、スラブが圧縮突縁となる梁部材については有効幅 b_e を設定し、T 形断面として曲げ耐力の算定等を行っている。一方、スラブが引張突縁となる場合には、突縁内の鉄筋を無視した矩形断面として取扱っており、耐力を過小評価していると考えられる。本研究では、引張突縁を有する T 形 RC 梁に関する実験を行い、曲げ剛性、曲げ耐力、破壊性状に及ぼす突縁の影響を検討した。その結果、引張突縁内の鉄筋は曲げ性状に対して有効に寄与していることが分かった。

キーワード：T 形断面、梁部材、引張突縁、曲げ剛性、曲げ耐力

1. はじめに

RC ラーメン高架橋の上層梁など、スラブと単体的に構築される梁は、スラブを突縁とした T 形梁となる。土木学会コンクリート標準示方書¹⁾や鉄道構造物等設計標準²⁾においては、スラブが圧縮突縁となる梁部材については有効幅 b_e を設定し、T 形断面として鉄筋の応力度照査や曲げ耐力の算定等を行っている。一方、引張側に突縁を有する梁に対しては安全側の評価が得られるとして、引張突縁を無視して取扱い、矩形断面として曲げ耐力等の算定を行っている。

本研究では、引張突縁を有する RC 梁に関して、引張縁フランジ幅および引張縁フランジ厚さをパラメータとした、2 点对称の静的曲げ載荷試験を実施し、曲げ剛性、曲げ耐力、破壊性状に及ぼす突縁の影響を明らかにすることを目的とした。

2. 実験の概要

2.1 試験体の諸元

実験を行った試験体の諸元を表-1 および図-1 に、使用した材料の特性を表-2 および表-3 に示す。既往の研究³⁾では、梁高さの低い試験体を中心に行っており、曲げ特性に対してはフランジ幅およびフランジ厚さが最も大きく影響していたため、本検討における試験体は、く体高さを 600mm と大きく設定し、引張縁フランジ幅 b_f 、引張縁フランジ厚さ t_f をパラメータとした 3 体とした。

2.2 載荷方法および測定項目

載荷は、スパン中央 2 点載荷とし、ウェブ内の等曲げ区間における引張鉄筋ひずみが 1000μ および 2000μ に達した後一旦除荷し、その後試験体が破壊（圧縮縁コンクリートの圧壊）に至るまで変位制御にて静的に一方向単調載荷した。

表-1 試験体諸元

No.	高さ h(mm)	有効高さ d(mm)	ウェブ幅 b_w (mm)	フランジ幅 b_f (mm)	フランジ厚 t_f (mm)	せん断スパン a(mm)	スパン l(mm)
T1	600	570	200	1400	60	2200	5400
T2	600	550	200	1400	100	2200	5400
T3	600	550	200	1000	100	2200	5400

*1 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 (正会員)

*2 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 工修 (正会員)

*3 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 博(工) (正会員)

*4 鉄建建設株式会社 エンジニアリング本部 技術センター 工修

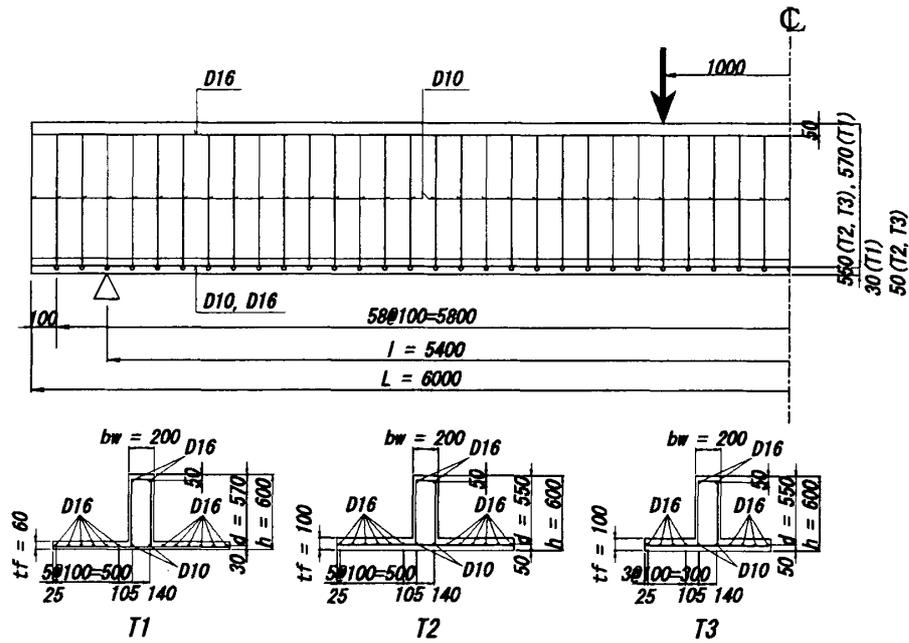


図-1 試験体諸元

表-2 鉄筋の強度特性

使用部位	規格・径	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
引張鉄筋	SD345-D10	379.8	168500	539.4
引張鉄筋 (フランジ内)	SD345-D16	398.7	186000	590.5
圧縮鉄筋	SD345-D16	398.7	186000	590.5
せん断補強筋	SD345-D10	379.8	168500	539.4

表-3 コンクリートの強度特性

No.	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ×10 ⁴ (N/mm ²)
T1	31.4	2.75
T2	32.8	2.82
T3	35.1	2.94

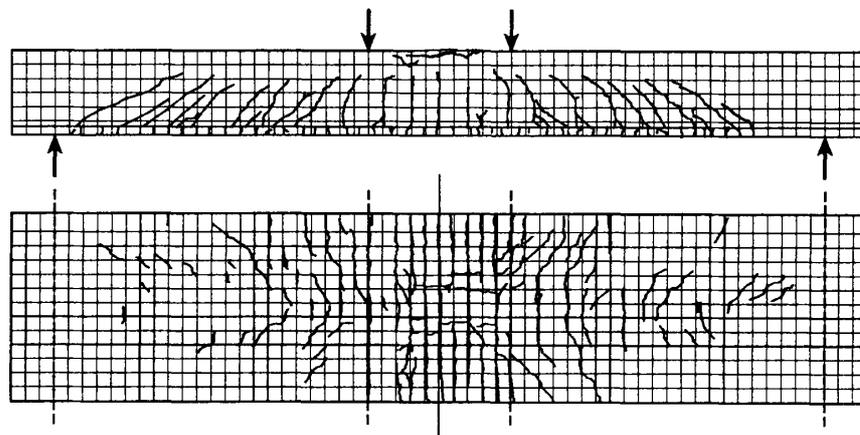


図-2 最終ひび割れ状況 (T1)

実験では、荷重、鉛直変位、引張鉄筋ひずみ、圧縮縁コンクリートのひずみを測定し、逐次ひび割れの進展を観察・記録した。

3. 実験結果と考察

3.1 ひび割れ性状

ひび割れ性状の一例を図-2に示す。ひび割れ図は、耐力が低下し、荷重が終了した時点の状

況を示している。

試験体には、まず等曲げ区間のフランジ下側より曲げひび割れが発生し、ウェブへと進展していった。その後、等曲げ区間の曲げひび割れがウェブの中央付近に達したあたりから、せん断スパン内に斜めひび割れが発生し、荷重点位置に向けて進展していった。最終的には図-2に示すように、等曲げ区間のコンクリートが圧壊

して荷重が低下した。このとき斜めひび割れは圧縮縁に貫通することはなかった。

3.2 鉄筋ひずみ

各試験体スパン中央の軸方向引張鉄筋のひずみ分布を図-3に示す。図-3には、RC部材が使用される状態を考慮して、最もウェブに近いフランジ内の軸方向鉄筋応力度 σ_s が 100N/mm^2 、 200N/mm^2 相当荷重時および降伏荷重時について示した。図の横軸はウェブ中心から着目した軸方向鉄筋までの距離を示している。 $\sigma_s=100\text{N/mm}^2$ 、 200N/mm^2 の段階では突縁の内側と外側ではひずみの値はほぼ等しいが外側がやや小さい程度であるが、降伏荷重時には、ウェブに近い軸方向鉄筋ほどひずみの値が大きくなる傾向が顕著であった。また、軸方向引張鉄筋は、フランジの内側から外側に向けて順次降伏し、最終的にはフランジ内の全鉄筋が降伏した。

図-4に、ウェブに最も近いフランジ内軸方向鉄筋のひずみが 1000μ 程度時のひずみの計算値

と実験値の関係を示す。軸方向鉄筋ひずみの計算値は、フランジの有効幅 b_e をウェブ幅 b_w の整数倍と仮定し、その仮定した有効幅内の軸方向鉄筋がすべて有効であるとして、ウェブに最も近いフランジ内軸方向鉄筋のひずみが 1000μ に至ったときの曲げモーメントの実験値から、平面保持仮定に基づいた断面計算から逆算したものである。また、図-4中では仮定した有効幅も示した。

いずれの試験体においても、フランジ内の全鉄筋を引張鉄筋として考慮した場合のひずみの計算値は実験値を下回る結果となった。フランジ幅の大きいT1とT2では、フランジ内軸方向鉄筋のひずみの最大値は概ね等しく、 $b_e=5b_w(=b_f-2b_w)$ とした場合と概ね整合した。一方、フランジ幅の小さいT3では、ひずみの最大値は $b_e=4b_w(=b_f-b_w)$ とした場合と概ね整合した。

以上のことから、曲げひび割れ発生以降の使用状態においては、フランジ内の軸方向鉄筋を

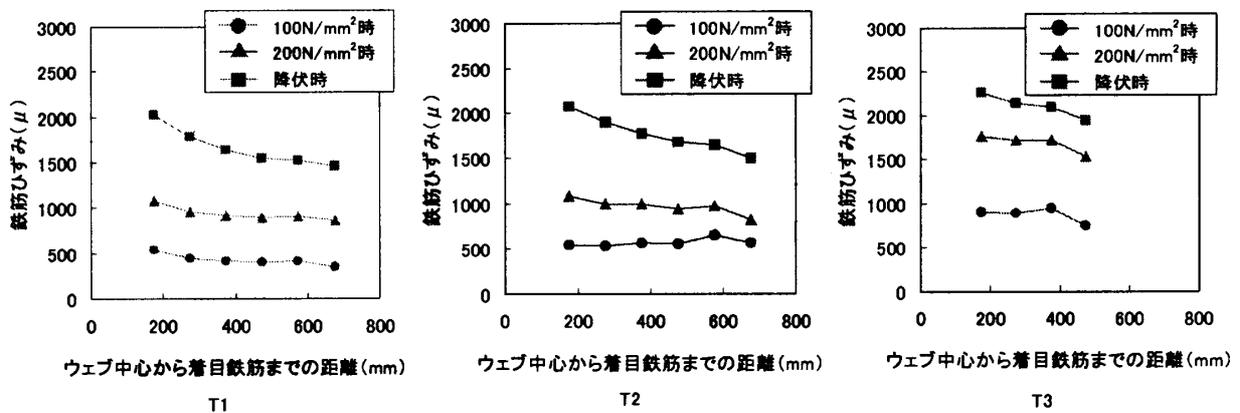


図-3 軸方向引張鉄筋ひずみ

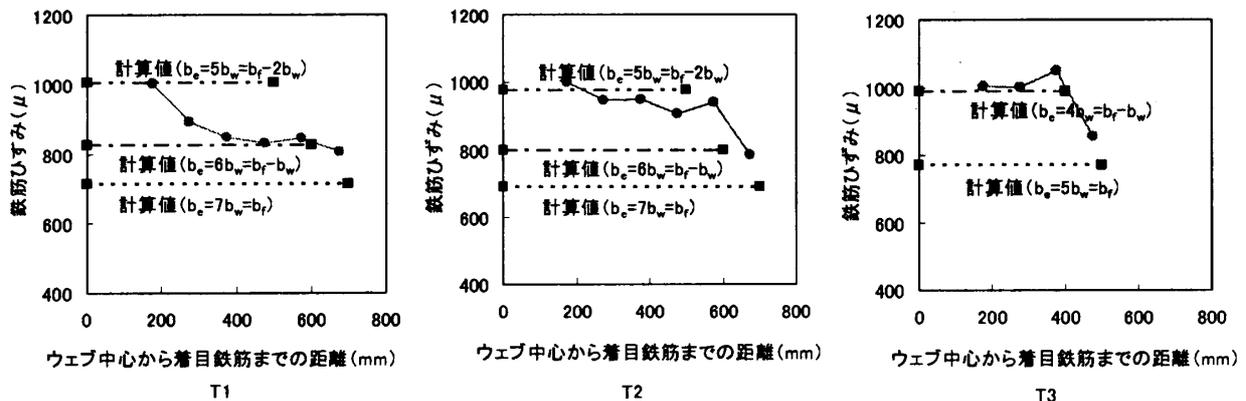


図-4 軸方向引張鉄筋ひずみ

すべて有効とすると、フランジ内の軸方向鉄筋ひずみの計算値は実験値に比べて小さな値となり、梁のひび割れ幅の算定においては危険側の評価となる場合があると考えられる。そして、その傾向はフランジ幅の大きなものほど顕著であると考えられる。

3.3 曲げ剛性と降伏荷重

各試験体の荷重変位関係およびせん断ひび割れ発生荷重の実験値を図-5に示す。また図中には、ウェブ内の軸方向鉄筋が降伏した点 P_{y1} と部材の剛性が大きく低下した点 P_{y2} も併せて記載した。

変位量の算定は式(1)に示した有効換算断面2次モーメント I_e を用いた。ここで I_g , I_{cr} 算定時の断面形状は T 形断面とし、 M_{crd} 算定時の換算断面2次モーメントは矩形断面で算出した。

$$I_e = \left(\frac{M_{crd}}{M_d} \right)^4 \cdot I_g + \left\{ 1 - \left(\frac{M_{crd}}{M_d} \right)^4 \right\} \cdot I_{cr} \leq I_g \quad (1)$$

ここに、

I_e : 曲げひび割れ部材の断面2次モーメント

I_g : 全断面有効の断面2次モーメント

I_{cr} : 中立軸以下のコンクリート部分を除いた断面2次モーメント

M_{crd} : 曲げひび割れが発生する限界の曲げモーメント

M_d : 変位・変形量計算時の設計曲げモーメントの最大値

また、せん断ひび割れ発生後の変位の計算値には、せん断変形による変位を、式(2)により考慮した。なお、せん断ひび割れ発生前のせん断変形量は微小値となるため本検討では考慮しなかった。

$$\delta_s = \int \gamma dx$$

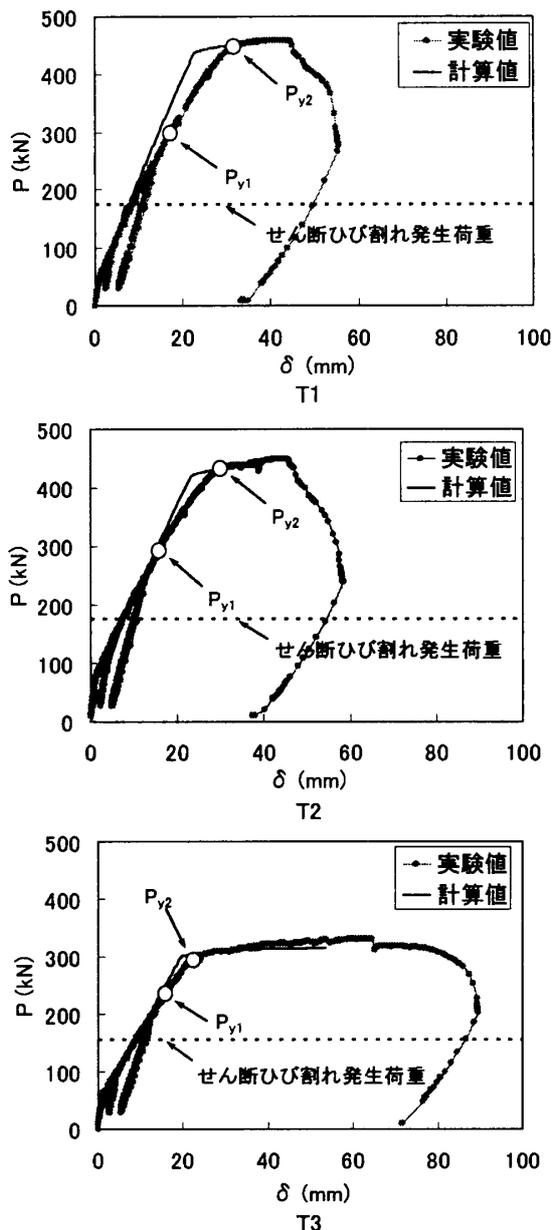


図-5 荷重-変位関係

$$= \int \frac{1}{z (\cot\theta + \cot\alpha)^2} \times \left[\frac{V_{sd}}{E_c \cdot b_w \cdot \sin^3 \theta} + \frac{V_{sd} \cdot s}{E_w \left(A_w + \frac{E_c}{E_w} \cdot A_{tr} \right) \sin^3 \alpha} \right] \cdot dx \quad (2)$$

ここに、

γ : せん断ひずみ

z : 圧縮応力の合力の載荷位置から引張鋼材図心までの距離 ($d/1.15$)

θ : 圧縮部材の部材軸となす角度

$$\theta = 45^\circ - k \cdot \frac{V_d - V_{cd}}{b_w \cdot d}$$

$$k = (3.2 - 7800 p_t \cdot p_w)(a/d)$$

p_t : 引張補強鋼材比で, $A_s/(b_w \cdot d)$

p_w : せん断補強鋼材比で, $A_w/(b_w \cdot s)$

α : せん断補強鋼材の部材軸となす角度

V_{sd} : せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断力で, $V_d - V_{cd}$

V_{cd} : せん断補強鋼材以外により受け持たれる設計せん断力

A_w : 区間 s におけるせん断補強鋼材の面積

A_{ce} : 引張斜材の剛性として有効な引張補強鋼材周辺のコンクリートの断面積

$$A_{ce} = A_{ce0} (V_{cd}/V_d)^3$$

A_{ce0} : せん断ひび割れ発生直後の A_{ce} ⁴⁾

フランジ幅の大きい T1 と T2 では, P_{y1} と P_{y2} の差は大きく, フランジ幅の小さい T3 ではその差は小さい。これは前述のフランジ内軸方向鉄筋が, 内側から順次降伏していくためであると考えられる。また, せん断ひび割れが発生するまでの剛性はいずれの試験体でもほぼ等しく, せん断ひび割れ発生後, P_{y2} に至るまでの間に計算値は実験値との乖離を始める傾向を示した。その傾向は, フランジ幅が大きく厚さの小さい T1 で最も顕著であり, フランジ幅が小さく厚さの大きい T3 では概ね計算値は実験値と整合している。また, フランジ幅が同一で厚さが異なる T1 と T2 では厚さの大きい T2 の方が剛性が大きくなっている。

図-6 および図-7 に, P_{y1} 時, P_{y2} 時における変位の計算値とそれぞれの実験値との比 $\delta_{y1exp} / \delta_{y1cal}$, $\delta_{y2exp} / \delta_{y2cal}$ と, フランジ幅とウェブ幅

の比 b_f/b_w との関係を示す。 δ_{y1exp} はウェブ内の引張側軸方向鉄筋が降伏した時点の変位量であり, δ_{y2exp} は部材の剛性が大きく低下した時点の変位量である。また, 図には既往の実験結果も併記した。図-6 によると, b_f/b_w が大きい場合に, h/t_f が大きい試験体では計算値が実験値をやや下回る傾向がみられる。また図-7 より, 荷重レベルが増加した場合には, 計算値が実験値をより下回る傾向を示している。

以上より, 引張突縁に配置された鉄筋は剛性に寄与するが, フランジ幅の大きいものについては, フランジ外側の鉄筋ほど剛性に与える影響は小さくなるものと考えられる。また, フランジ高さに対しフランジ厚さの小さい場合に, その傾向は顕著になると考えられる。

3.4 曲げ降伏耐力および曲げ耐力

引張フランジ内の軸方向鉄筋を全て有効として既往の手法で求めた曲げ降伏耐力と曲げ耐力の計算値とそれぞれの実験値との比 M_{yexp}/M_{ycal} , M_{uexp}/M_{ucal} と, フランジ幅とウェブ幅の比 b_f/b_w との関係を図-8, 図-9 に示す。なお M_{yexp} はウェブ内の軸方向鉄筋が降伏したときの荷重としている。これによると, b_f/b_w が大きい試験体では, 曲げ降伏耐力の計算値は実験結果に比べて大きい傾向にある。これは降伏耐力の計算値は引張側の軸方向鉄筋のひずみ分布が一様であると仮定したためであり, 実際には引張側の軸方向鉄筋は, ウェブ内からフランジ外側に向けて順次降伏していくためであると考えられる。また, 曲げ耐力の値は, 全ての試験体で計算値が実験値を下回り, フランジ内部の軸方向鉄筋

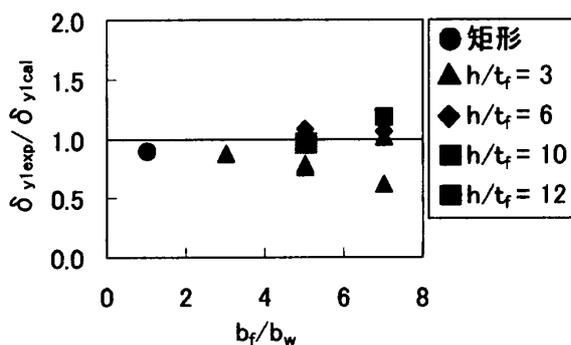


図-6 b_f/b_w と $\delta_{y1exp} / \delta_{y1cal}$ の関係

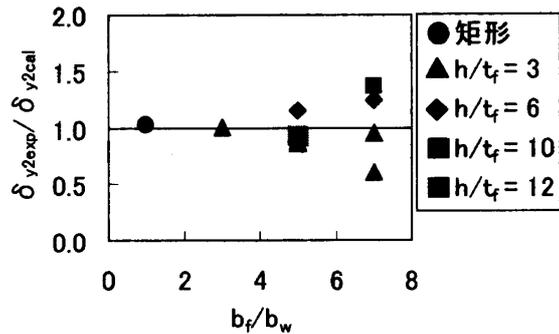


図-7 b_f/b_w と $\delta_{y2exp} / \delta_{y2cal}$ の関係

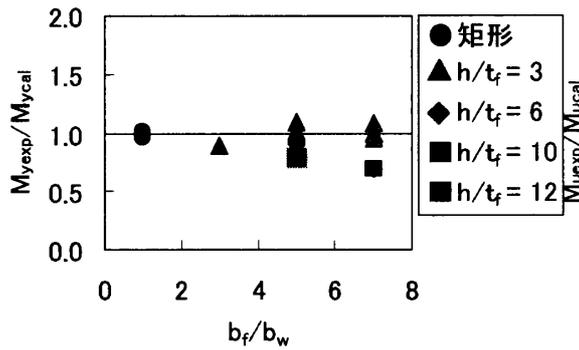


図-8 b_f/b_w と M_{yexp}/M_{yca1} の関係

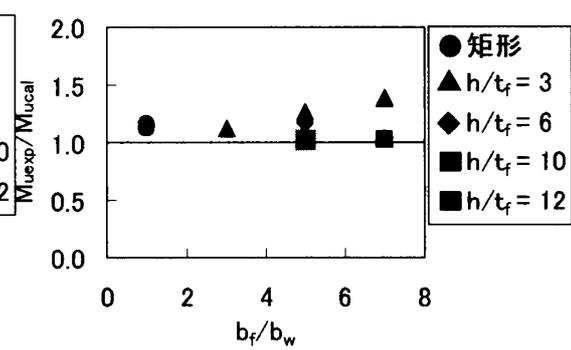


図-9 b_f/b_w と M_{uexp}/M_{uca1} の関係

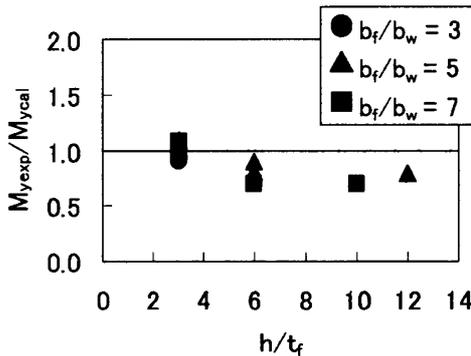


図-10 h/t_f と M_{yexp}/M_{yca1} の関係

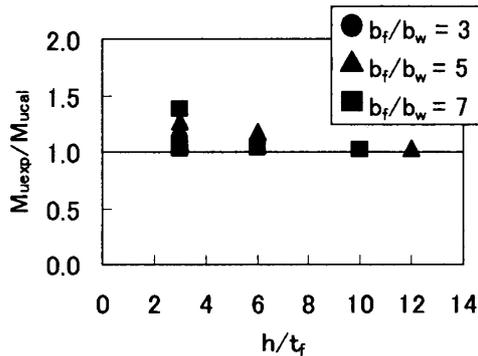


図-11 h/t_f と M_{uexp}/M_{uca1} の関係

は曲げ耐力に有効に寄与していると考えられる。

同様に、 M_{yexp}/M_{yca1} 、 M_{uexp}/M_{uca1} と、く体高さ
とフランジ厚さの比 h/t_f との関係を図-10、図-
11 に示す。これによると、 h/t_f が大きい試験体で
は M_{yexp}/M_{yca1} が小さくなり、曲げ降伏耐力の計算
値は実験値に比べて大きい傾向にある。また、
曲げ耐力の値も h/t_f が大きい試験体では
 M_{uexp}/M_{uca1} が小さくなる傾向にあるが、全ての試
験体で計算値は実験値を下回り、フランジ内部
の軸方向鉄筋は曲げ耐力に有効に寄与してい
ると考えられる。

4. まとめ

引張突縁を有する T 形 RC 梁に関する曲げ実
験を行った。その結果、今回実験を行った範囲
では、以下のことが明らかとなった。

- (1) 引張突縁内の軸方向鉄筋は、突縁内側ほ
ど剛性に寄与する。そのため、フランジ
幅の大きい場合に剛性を過大評価する
傾向がある。また梁高さに対してフラン
ジ厚さが小さい場合にも剛性を過大評
価する傾向がある。

- (2) 部材の曲げ降伏耐力に関しては、引張突
縁内の軸方向鉄筋をすべて有効とする
とフランジ幅の大きいものほど、またフ
ランジ厚さの小さいものほど耐力を過
大評価する傾向にある。

- (3) 部材の曲げ耐力に関しては、引張突縁内
の軸方向鉄筋をすべて有効としても耐
力を安全側に算定できると考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書（構造的
性能照査編），2002 年
- 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリ
ート構造物），丸善，2004 年 4 月
- 3) 藤田郁美，渡邊忠朋，佐藤勉，谷村幸裕：RC
梁の引張突縁が曲げ性能へ及ぼす影響に關
する実験的研究，土木学会第 57 回年次学術
講演会，vol.57，5-627，pp.1253-1254，2002.9
- 4) An,X., Maekawa, K.and Okamura, H.:Numerical
Simulation of Size Effect in Shear Strength of
RC Beams, Concrete Library of JSCE, No.
31,pp.323-346, June 1998.