

論文 I 型梁のせん断耐力における圧縮域の効果について

田村隆弘*¹・久次昭彦*²・仲敷憲一*³・重松恒美*⁴

要旨：鉄筋コンクリート(R/C) I 型梁のせん断破壊メカニズムにおける圧縮域の効果調べのために、せん断耐力とフランジ幅の関係に着目して I 型梁の曲げ載荷実験と有限要素法による解析を行った。実験では 4 種類のフランジ幅の I 型梁をせん断破壊させ、解析では実験と同様のモデルや上下フランジ幅をパラメトリックに変化させたモデルの解析を試みた。実験結果や解析結果から、梁の圧縮域の状態を決定する主要因であるフランジ幅は、主として斜めひび割れ発生後の梁の破壊性状に影響を及ぼすことが明らかになった。

キーワード：I 型梁, せん断耐力, フランジ幅, 斜めひび割れ発生荷重

1. はじめに

一般に R/C 棒部材の設計せん断耐力は部材のウェブ幅を基準に算定する¹⁾。しかし、フランジを有する T 型梁や I 型梁では、その破壊性状はフランジ幅 b_f とウェブ幅 b_w の比率に影響を受ける。このことは古典的には、以下のような展開から説明されている²⁾。

せん断破壊が、せん断応力度 τ と曲げ応力度 σ_x の比率に大きく影響を受けることから、例えば、矩形梁の場合は $b_w = b_f = b_0$ で第一の近似として式(1)を与える

$$\tau = F_1 \cdot S / b_0 d, \quad \sigma_x = F_2 \cdot M / b_0 d^2 \quad (1)$$

その比は式(2)で与えられる。

$$\frac{\sigma_x}{\tau} = \frac{F_2 M}{F_1 S} \cdot \frac{b_0 d}{b_0 d^2} = F_3 \frac{M}{Sd} \quad (2)$$

ここで、 F_1 、 F_2 および F_3 は梁の形状や配筋状態、あるいはコンクリートの強度その他によって決まる係数であり d は有効高さである。従って、T 型梁や I 型梁の場合には、次式ようになる。

$$\frac{\sigma_x}{\tau} = \frac{F_2 M}{F_1 S} \cdot \frac{b_w d}{b_f d^2} = F_3 \frac{M}{Sd} \cdot \frac{b_w}{b_f} \quad (3)$$

この式から、健全な（ひび割れの発生していない）部材の斜めひび割れの発生に、フランジ幅とウェブ幅の比が影響することが説明される。しかし、下フランジを有するために曲げひび割れの発生が遅らされる I 型梁でも、事実上ほとんどのケースで斜めひび割れの発生以前に曲げひび割れが発生するため、これらの部材の斜めひび割れ発生荷重を前述のような弾性理論の展開で正確に得ることは不可能である。また、さまざまな条件の下で部材の終局せん断耐力について考える場合には、さらに斜めひび割れ発生後の部材の耐荷機構の中でフランジの役割を考える必要がある。

著者等はこれまで有限要素法による R/C 部材の解析を試みてきたが、退化シェル要素を用いた弾塑性解析により T 型梁や I 型梁といった複雑な形状の部材の挙動を精度よく表現することが出来た³⁾⁴⁾。本研究では、I 型梁のせん断破壊機構におけるフランジの役割を調べるために、まず有限要素法による数値シミュレーションを行い、同時に上フランジ幅を変化させた供試体による実験を行った結果について報告する。

*1 徳山工業高等専門学校校助教授 土木建築工学科 工博（正会員）

*2 時盛建設（株）土木部土木課

*3 九建設計（株）福岡支店長 工修

*4 徳山工業高等専門学校教授 土木建築工学科 工博

2. 有限要素法による R/C 梁の解析

2.1 解析手順

解析手法は既に報告した論文³⁾と同様であり、ここでは簡単にその概要を述べる。

(1) 退化シェル要素を用いた解析

T型梁やI型梁をウェブとフランジという薄板で構成された部材として考え、薄肉断面部材の解析に有効であるとされる9節点アイソパラメトリック退化シェル要素を用いた解析を行う。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部材の弾塑性解析を行う。コンクリートの圧縮挙動における応力状態の定義に際しては、1)Drucker-Pragerの降伏関数による降伏条件の決定、2)塑性域での応力-歪関係式の構成のためのPrandtl-Reussの流動則の使用、3)硬化則をMadrid Parabolaによる一軸の応力-歪状態としての定義、4)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し、この歪の大きさが最大圧縮歪みを越えるか否かで判断する、といった4つの条件を考慮した。コンクリートの引張挙動においては、最大引張主応力が引張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近年盛んに議論されている引張剛性については、本解析では図-1に示す応力成分で仮定した。ここで、 α 、 ϵ_m は引張剛性パラメータで、本解析では $\alpha=0.7$ 、 $\epsilon_m=0.002$ とした³⁾。鉄筋は等価な厚さを有する鉄筋層と考え、鉄筋軸方向へのみ剛性を有する材料として扱い、

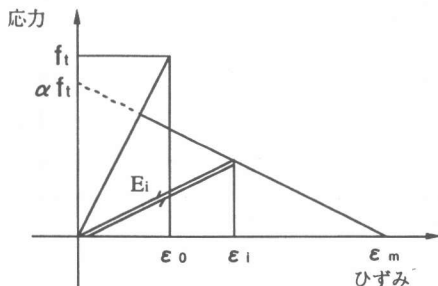


図-1 引張状態の応力-歪の関係

弾塑性の材料挙動の表現のために降伏前から降伏後までの剛性をバイリニア型で仮定した。そして、数値計算の制御は、ひび割れによる荷重低下を表現できる変位増分法を使用した。

(2) 解析モデル

解析は矩形梁、T型梁そしてI型梁を対象として行うが、代表的なモデルの要素分割を図-2に示す。その他については、フランジ要素の幅を適宜変化させるものとした。従って、要素分割数は全てのモデルで上フランジと下フランジは 3×15 、ウェブは 6×15 である。構造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。上下フランジ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いて同時変位条件を考慮した。要素分割図中、太枠で示した要素は鉄筋を含む要素である。各要素の層パターンは図-3に示す。

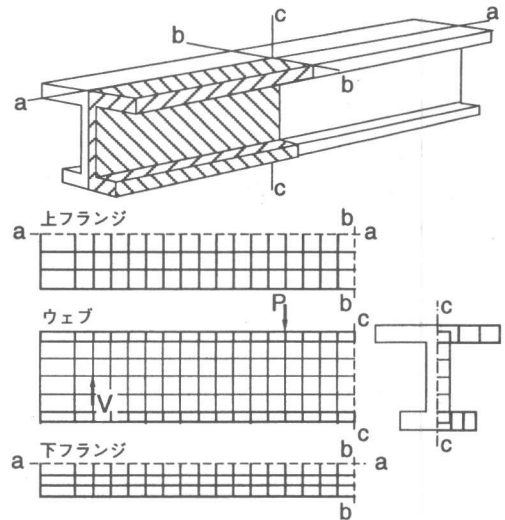


図-2 解析モデルと要素分割

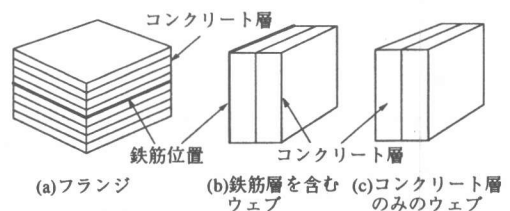


図-3 要素の層パターン

2.2 矩形梁からI型梁までの解析

図-4、図-5は、解析結果が示す各断面((a)から(h))の部材の荷重-スパン中央変位の関係である。1/100mmごとの変位増分法による解析が、ひび割れによる荷重の低下の状態を表現している。図-4は矩形梁からT型梁へ上フランジ幅を変化させた場合、図-5はT型梁からI型梁へしたフランジの幅を変化させた場合の解析結果である。ここで、いずれの断面も部材高さ $h=30\text{cm}$ 、ウェブ幅とフランジ厚は、それぞれ $b_w=5\text{cm}$ 、 $h_f=4\text{cm}$ であり、荷重条件としてのせん断スパン比 a/d は2.5である。

図-4では上フランジ幅が大きくなるに従って、初期勾配が急になり部材の剛性が大きくなることや、剛性が高くなるに従って45kNから50kNの範囲の荷重で起こる最初のピーク荷重が少しずつ低下していることが確かめられる。また、その最初のピーク荷重の後、いずれの部材も荷重低下を起こすが、(a),(b),(c)といったフランジ幅の小さな部材ではこのまま破壊に向かいこの荷重が部材の最大耐力となるのに対し、(d),(e)の部材では荷重低下後、再度荷重を上昇させ、最初のピーク荷重より大きな最大荷重を得ていることも確かめられる。図-5では、図-4と同様に下フランジが大きくなることによりさらに部材の剛性が大きくなることが確かめられ、また、全ての部材の最大耐力は、最初のピーク荷重より大きく、約55kNから60kNの範囲であることが示された。しかし、繰り返し発生するひび割れによる荷重の低下により最大荷重までの荷重-変位曲線も複雑になり、下フランジのサイズと最大耐力の大きさにも明確な相関関係は認められなかった。

2.3 有限要素解析結果から見たI型梁のせん断破壊機構における上下フランジの意味

I型梁のせん断破壊機構における上下フランジの役割を考えるために図-4、および図-5の中から矩形梁(a)、T型梁(e)、そしてI型梁(h)の3つのモデルについて詳細に検討してみた。

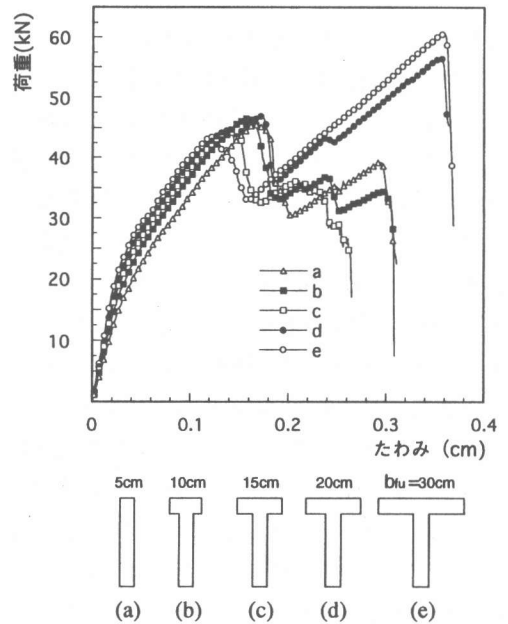


図-4 荷重-たわみ図(矩形梁からT型梁まで)

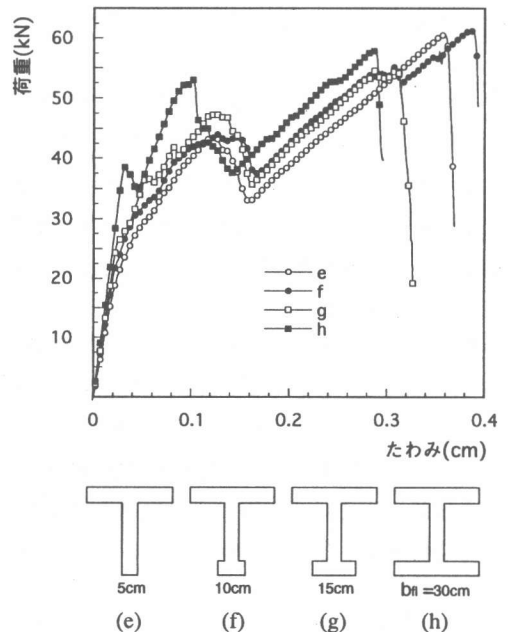


図-5 荷重-たわみ図(T型梁からI型梁まで)

図-6は矩形梁(a)の荷重-たわみ図である。図中に各荷重ステップ毎に得られる各要素の応力情報の中から、曲線の勾配の変化した点における解析モデルの状態を示した。前節でも述べたように、部材は45kN程度の荷重で最初のピーク

を迎えた後、大きな荷重低下を起こし、その後10kN程度の荷重の再上昇が起こるが、この荷重上昇が最初のピーク荷重を越えることなく破壊に至っている。これに対し図-7に示すT型部材(e)では、矩形部材に比較して荷重低下の程度はわずかに少ないが、ほぼ同じ位置から発生した荷重の再上昇は、最初のピーク荷重を大きく越える60kN程度まで上昇して破壊に至っている。しかし、いずれの部材も最初のピーク時には、支点と載荷点間に発生した斜めのひび割れが上フランジの付け根（矩形梁では圧縮鉄筋を配置した要素）まで達し、破壊時には載荷点近傍要素のコンクリートが圧壊した。これらのことから、矩形梁とT型梁の破壊メカニズムは基本的には同様と考えることができ、ウェブ内に発生した斜めのひび割れが上下フランジに達した後の耐力の上昇の割合はコンクリート圧縮域の状態（ここではフランジ幅）によって決定されると考えられる。

I型部材(h)の場合は、図-8に示すように下フランジによって剛性が上がるために初期勾配が急になり曲げひび割れもほとんど抑制された状態で最初のピーク荷重を迎えるが、その後破壊までにもう一つ大きなピーク荷重が現れる。すなわち、最初のピーク荷重から矩形梁やT型梁のように大きく荷重を低下させずに、載荷点近傍のコンクリートが圧壊するまでに支点近傍の下フランジのサイズが影響すると思われる荷重の再上昇が現れる。このことがI型梁の破壊挙動を複雑にしている要因の1つと思われるが、これも矩形梁とT型梁の場合の上フランジの効果と同様に、本来、矩形梁やT型梁でも下フランジに相当する部分が存在するが、そのサイズが小さいために現れてこないものと考えられる。

3. 実験

3.1 供試体および実験条件

実験に使用した供試体の断面形状を図-9に示す。実験では、主にコンクリート圧縮域の効果を確かめることを目的として、上フランジ幅を

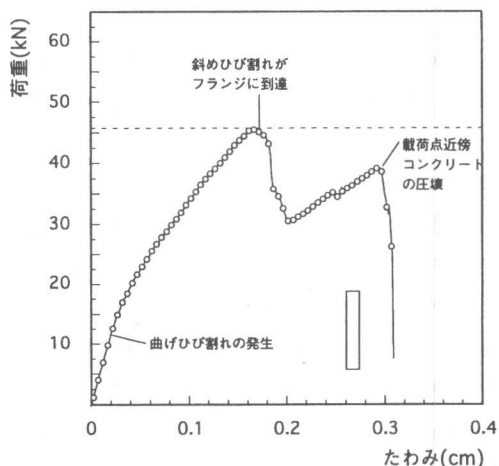


図-6 矩形梁の荷重—たわみ図

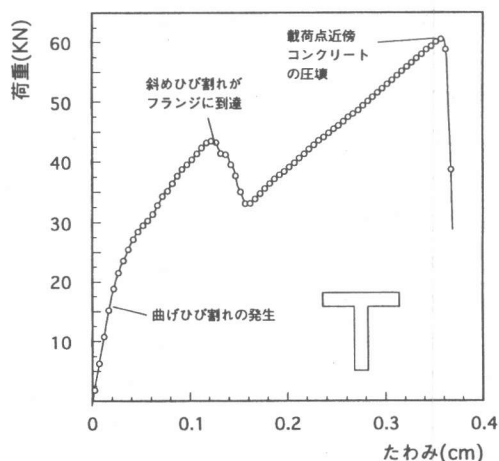


図-7 T型梁の荷重—たわみ図

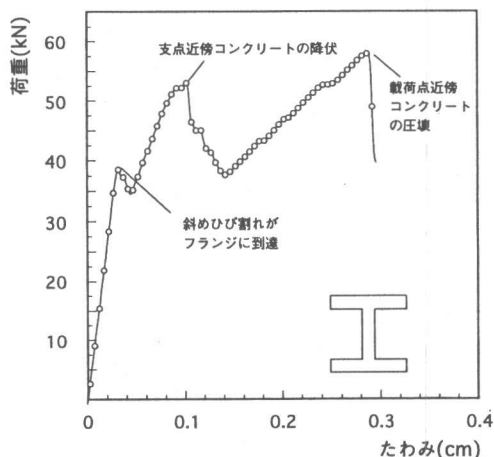


図-8 I型梁の荷重—たわみ図

変化させた4種類の供試体を準備した。従って、ウェブ幅 b_w 、フランジ厚 h_r 、下フランジ幅 b_n 、そして、鉄筋量は全て等しい。また、破壊メカニズムを単純にするためにせん断補強筋は配置していない。しかし、破壊モーメント M_b の変化を終局曲げ耐力 M_u を基準として比較する目的で、各部材のウェブ高さは M_u を等しくするために変化させた。その他実験条件として、せん断スパン比 a/d は 1.5 とし、荷重は解析と同様にひび割れの発生に伴う荷重の低下を確認する目的で1ステップ当り約 $3/100\text{mm} \sim 4/100\text{mm}$ の変位制御によって行った。

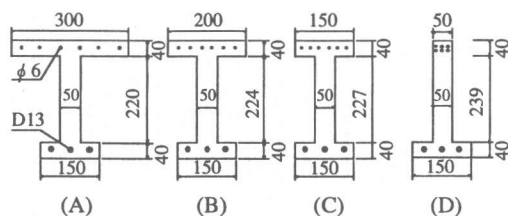


図-9 供試体断面形状

3.3 実験結果

(1) 耐荷力について

実験結果を表-2に示す。 M_b/M_u の値から、せん断破壊したことによる耐荷力の変化が確認でき、フランジ幅が小さいほど破壊モーメントが小さくなる傾向があると言える。しかし、フランジの小さなCタイプと矩形のDタイプの間では、この関係は逆転している。このことは、土木学会のディーブビームせん断耐力算定式 V_{dd} と終局せん断力 V_b の比からも確認できる。

表-2 実験結果

供試体	b_r/b_w	P_b	M_b/M_u	V_b/V_{dd}
A	6.0	94.3	0.551	1.221
B	4.0	83.6	0.503	1.116
C	3.0	69.2	0.421	0.916
D	1.0	71.4	0.458	1.013

b_r : 上フランジ幅, b_w : ウェブ幅, P_b : 破壊荷重(kN)
 M_b : 破壊モーメント, M_u : 終局強度理論により計算される部材の終局モーメント, V_b : 破壊せん断力
 V_{dd} : 示方書算定式の基となっている二羽らの式によるディーブビームにおけるせん断耐力で次式による

$$V_{dd} = 0.53 f_c^{2/3} \frac{(1 + P_w^{1/2})(1 + 3.33r/d)}{1 + (a/d)^2} b_w d$$

(2) 荷重-変位の関係

図-11に実験を行った各供試体の荷重とスパン中央における変位の関係を示す。実験は変位制御により載荷したが、斜めひび割れ完成時の荷重低下の状態は顕著には現れなかった。

(3) ひび割れ状態

図-12は破壊時の各供試体のひび割れ状態を示す。図からフランジ幅の大きなものでは、破壊時にフランジ内において載荷点と支点に向かって発生する斜めのひび割れが確認できる。しかし、フランジ幅とウェブ幅の比 b_r/b_w が 1.0 から 6.0 まで変化してもウェブ内に発生する斜めひび割れの状態はほぼ同様であった。

4. 実験結果と解析解から

図-13, 図-14は、実験における(A),(D)の供試体をモデル化し、解析した結果である。解析結果は最大荷重やたわみ曲線曲線の勾配、ひび割れ角度等、実験結果をよくシミュレートしており、図-13に示す荷重-たわみの解析結果は、実験結果と同様にせん断スパン比 $a/d=1.5$ では、いずれの供試体においても斜めひび割れ発生に伴う荷重の低下が小さく、また、最大荷重は最初のピーク(斜めひび割れ発生荷重)より高くなることを示した。また、ひび割れは解析上の性質から破壊時には部材全体に分布するが、図-14では、斜めひび割れ発生(170ステップ)から破壊直前(250ステップ)までの約80ステップの間にウェブ内に発生する新たなひび割れが少ないことを示している。

5. 結論

矩形梁等に比較して一見複雑な挙動を示すI型梁においても、有限要素法による解析で各荷重ステップにおけるモデルの各要素の状態を調べることによって、その破壊メカニズムが矩形梁やT型梁の延長にあることが確認できた。本研究で行った実験結果および解析結果の範囲から以下に結論をまとめる。

フランジの大きさは、部材の剛性を変化させ

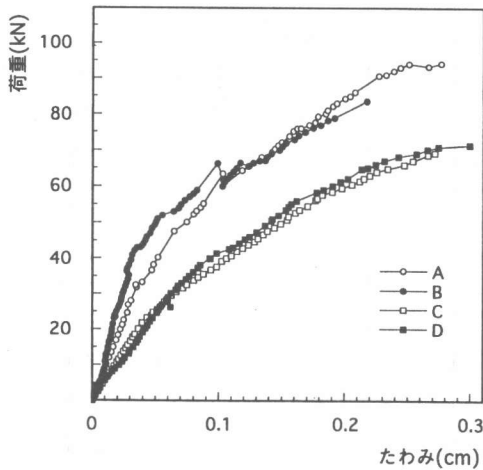


図-11 荷重-たわみ図 (実験結果)

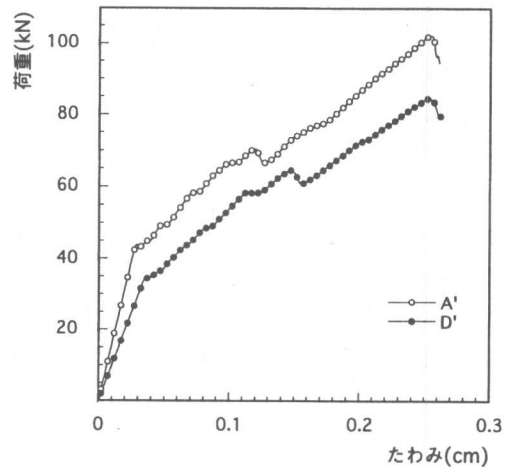


図-13 荷重-たわみ図 (解析結果)

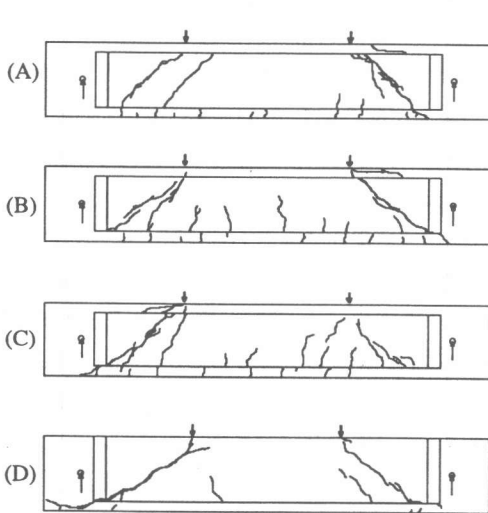


図-12 破壊時のひび割れ図 (実験結果)

るが、斜めひび割れ発生荷重に与える影響はわずかである。しかし、ウェブ内に発生した斜めひび割れが上下フランジに達した後の二次的な耐荷機構に対しては重要な効果を表す。すなわち、ウェブに斜めひび割れが発生した後、フランジが大きな部材では、新たな耐荷機構をもって耐力を向上させる場合があり、逆にT型梁やI型梁でもフランジ幅が小さな場合には部材の最大荷重は斜めひび割れ発生荷重によって決定されることになる。しかし、部材の二次的な耐荷機構に影響を及ぼす要因にはフランジ幅だけでなくフランジ厚さ、圧縮鉄筋量もあり、これらを含めた定量的な評価については今後の課題である。

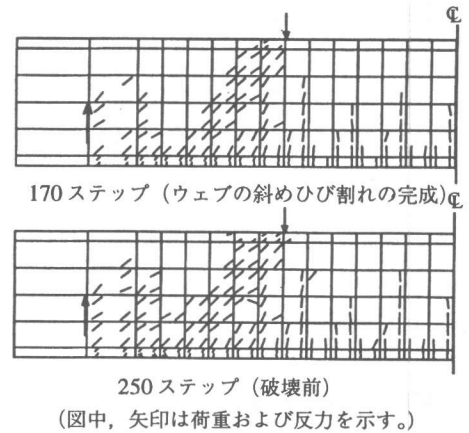


図-14 D' モデルのひび割れ図 (解析結果)

参考文献

- 1) 土木学会編：コンクリート標準示方書，丸善，1996
- 2) 檜貝 勇：鉄筋コンクリート部材の諸性状（その4）せん断一般，コンクリートライブラリー，第34号，pp.22-30，1972
- 3) 田村隆弘他：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
- 4) 田村隆弘他：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，構造工学論文集，Vol.41A，pp.1033-1040，1995
- 5) 二羽淳一郎他：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