

論文 逆対称曲げモーメントを受けるT形RC梁のせん断耐力に関する実験的研究

黒川 浩嗣^{*1}・岡本 大^{*2}・西口 健太郎^{*3}・近藤 政弘^{*4}

要旨：鉄道 RC ラーメン高架橋の上層梁は、梁とスラブが一体的に構築されるため、スラブを突縁とした T 形断面を有する梁となる。本論文では、実在ラーメン高架橋の上層梁を縮小した T 形梁試験体を製作し、主に、地震時の水平力を模擬した逆対称曲げモーメントが作用する支持条件の静的載荷実験を実施し、RC 梁のせん断耐力にスラブがおよぼす影響について検討を行った。その結果、本実験の範囲において、矩形断面に対する T 形梁のせん断耐力の増加割合は、T 形梁の断面高さに対するスラブ厚さの比が大きい場合に顕著となること、引張縁スラブがせん断耐力の向上に大きく寄与することが確認された。

キーワード：T 形 RC 梁、逆対称曲げモーメント、せん断耐力、ラーメン高架橋、引張縁スラブ

1. はじめに

耐震診断により、既設構造物の補強の必要性を合理的に判断するためには、構造物を構成する各部材の耐力等を精度良く評価することが重要である。鉄道 RC 構造物の詳細な耐震診断は、鉄道構造物等設計標準同解説（耐震設計）（以下、耐震標準）¹⁾、および鉄道構造物等設計標準同解説（コンクリート構造物）（以下、RC 標準）²⁾ に準じて行なうこととなる。

さて、鉄道構造物に多く採用されている RC ラーメン高架橋の上層梁は、一般的にスラブと一体的に構築されており、スラブを突縁とした T 形梁と考えることができる。既往の実験³⁾により、T 形梁は、スラブの効果によって矩形断面に比べてせん断耐力が大きくなることが確認されているが、RC 標準では、安全側の評価が得られることから、スラブを無視した矩形断面として T 形梁のせん断耐力を算定している。また、一般的に、ラーメン高架橋の上層梁には、地震時の水平力によって逆対称の曲げモーメントが発生するため、スラブが圧縮縁と引張縁の双方に位置することとなる。しかし、これまでの T 形梁のせん断耐力に関する研究は、圧縮側にスラブを有する単純梁について検討されたものが多い。

そこで、本研究では、主に、地震時の水平力により逆対称の曲げモーメントが発生する T 形 RC 梁を想定した

載荷実験を行い、スラブが部材のせん断耐力に与える影響について実験的に検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体の諸元

本研究では、実在する鉄道 2 層ラーメン高架橋の上層梁と中層梁を 1/2 に縮小モデル化した T 形梁を実験対象とした。表 1 に試験体の概要を示す。主な実験のパラメータは、スラブの有無、スラブ厚さ、および載荷方法とし、合計 4 体の載荷実験を行った。図 1 に各試験体の断面図を、図 2 に配筋図を示す。

No.1, No.2 および No.4 は、上層梁を模擬した試験体である。No.1 は、比較用の矩形断面の試験体で、No.2 および No.4 は、No.1 にスラブを設け、T 形断面としたものである。No.3 は、中層梁を模擬した試験体である。No.3 は、前述の 3 体の試験体に比べて梁の軸方向鉄筋比が若干大きく、No.2, No.4 に比べてスラブ厚さが薄い T 形断面である。なお、各 T 形梁のスラブハンチについては、これを無視してモデル化した。

梁とスラブの軸方向鉄筋には、試験体の曲げ破壊を防止することを目的に細径の異形 PC 鋼棒 (D 種 1 号) を用いた。梁およびスラブの軸方向鉄筋およびスラブの配筋筋は、鉄筋比を可能な限り近似することとした。なお、スラブの鉄筋については、試験体のスラブ厚さが薄いため、一段配筋にモデル化した。また、梁のせん断補強鉄筋は、鉄筋径、および配置間隔を実構造物の 1/2 とした。

2.2 載荷方法と計測項目

No.1～No.3 の載荷は、図 2 (a), (b) に示す逆対称曲げモーメント分布となる載荷方向とし、各試験体のせん

表 1 試験体の概要

試験体	対象部材	断面形状	スラブ厚	載荷方法	軸方向鉄筋	せん断補強鉄筋
No.1	上層梁	矩形	-	逆対称	異形 PC 鋼棒 D 種 1 号	D6ctc125
No.2	上層梁	T 形	140mm			
No.3	中層梁	T 形	75mm	正曲げ	$f_{sp}=1275\text{N/mm}^2$	D6ctc100
No.4	上層梁	T 形	140mm			

*1 西日本旅客鉄道株式会社 大阪工事事務所 施設技術課 工修 (正会員)

*2 財団法人 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 耐震構造 工修 (正会員)

*3 西日本旅客鉄道株式会社 大阪工事事務所 博多工事事務所 工修

*4 ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社 土木設計部 工修

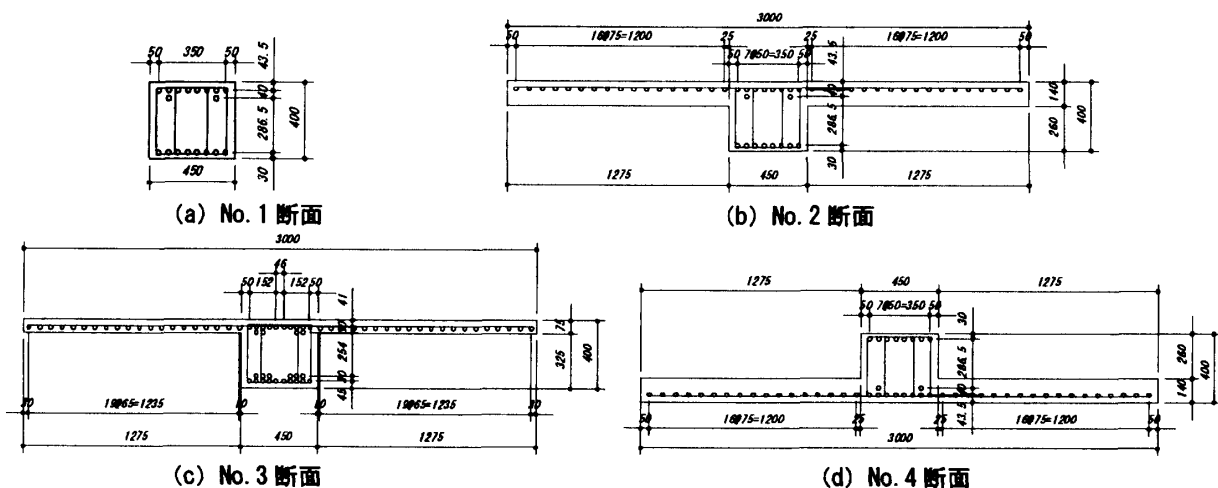


図-1 試験体断面図

断耐力について比較検討した。No.4 は、図-2 (c) に示すような単純支持とし、せん断耐力に及ぼす引張縁スラブの影響を検討した。

実験における測定項目は、載荷荷重、鉛直変位、軸方向鉄筋ひずみ、せん断補強鉄筋ひずみおよびコンクリートひずみとした。また、載荷板と支承の幅は100mmとした。

ここで、No.1 から No.3 における作用せん断力は、図-2 (a) に示す右側ジャッキ荷重と左側ジャッキ荷重の差とし、鉛直変位は、左側載荷点と右側支点の差とした。No.4 は、試験体中央に載荷用のジャッキを設置し、載荷梁を介して2点集中載荷とした。そのため、作用せん断力は、ジャッキ載荷荷重の1/2とし、鉛直変位は、せん断破壊が生じた試験体左側のせん断スパンの載荷点直下の鉛直変位を、両支点の鉛直変位により補正したものをを用いた。

2.3 試験体の使用材料

試験体に使用したコンクリートの配合および材料試験結果を、表-2 および表-3 に示す。ここで、コンクリートの材料試験結果は、載荷試験時のものである。また、鋼材の材料試験結果を表-4 に示す。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

各試験体の破壊時のひび割れ状況を図-3 に示す。本実験では、逆対称曲げモーメント分布となるように載荷した No.1 から No.3 および単純梁載荷した No.4 全ての試験体においてせん断破壊を生じたが、比較的じん性を有する破壊状況となった。各試験体の破壊

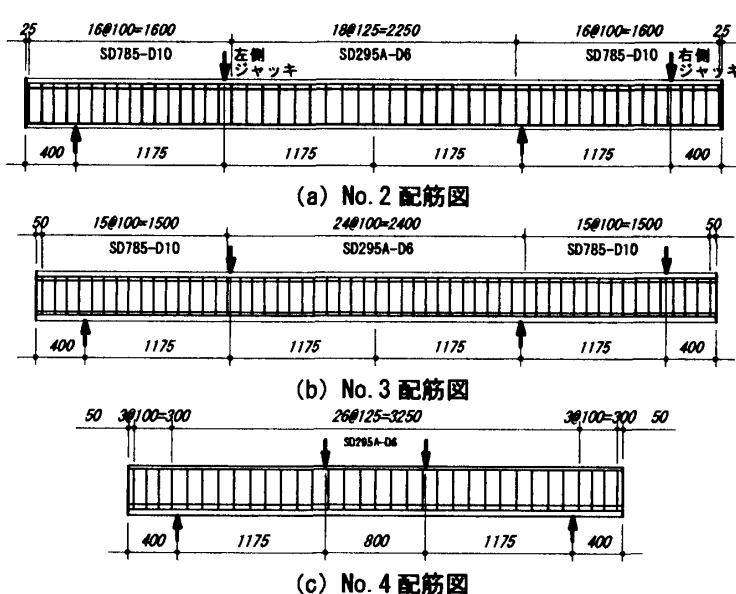


図-2 試験体配筋図

表-2 コンクリートの配合

呼び強度 (N/mm ²)	スラブ (cm)	粗骨材 最大寸法 (mm)	W/C (%)	単位量 (kg/m ³)				
				水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
24	18	13	56.5	193	342	850	853	3.42

表-3 コンクリートの材料試験結果

	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²	引張強度 N/mm ²
No.1	28.6	22967	2.76
No.2	28.5	25500	2.72
No.3	27.0	25067	2.65
No.4	29.6	24833	2.89

表-4 鋼材の材料試験結果

	鋼材の種類	引張強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²	降伏強度 N/mm ²	降伏強度 f_y / 弾性係数 E_s
梁軸方向鉄筋	PC-φ12.6	1484	226801	1383	6098
スラブ 軸方向鉄筋	PC-φ7.1	1519	222219	1460	6578
せん断補強鉄筋	SD295 D8	517	170754	342	2003

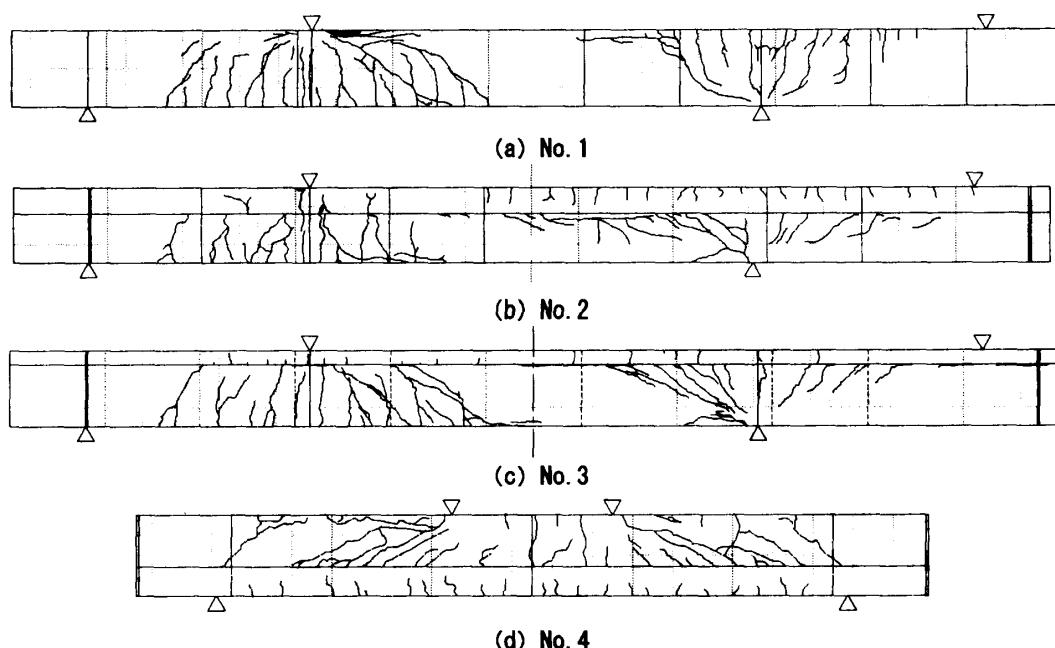


図-3 試験体のひび割れ図（観察面）

状況を以下に示す。

No.1 は、曲げひび割れが斜めひび割れに進展した後、スラブが圧縮縁となる試験体左側（以後、試験体左側）の斜めひび割れが圧縮縁に貫通することにより一旦せん断力が低下した。その後、せん断力は上昇したが、初めのせん断力低下点とほぼ同様な荷重レベルで左右のジャッキの荷重が低下した。

No.2 は、最初は主に試験体左側において曲げひび割れが発生し、スラブが引張縁となる試験体右側（以後、試験体右側）についてはスラブの影響により曲げひび割れの発生が遅くなった。その後、試験体左側は、曲げひび割れが斜めひび割れに進展し、スラブ下面まで達した時点で進展が止まり、ひび割れが大きく開口したが圧縮縁に貫通することは明確に確認できなかった。試験体右側は、斜めひび割れが支点部の圧縮縁に貫通し、支点部の圧壊が発生した。また、梁とスラブとの接合部に、試験体右側の斜めひび割れと試験体左側の斜めひび割れを結ぶ形で部材軸方向のひび割れが発生し、このひび割れはスラブ上面に貫通していた。

No.3 は、No.2 と同様の破壊形態を示したが、No.2 に比べてスラブ厚さが薄いため、梁とスラブとの接合部に発生した軸方向のひび割れが No.2 よりも顕著であった。写真-1 に試験体の破壊時のひび割れ状況の例を示す。

No.4 は、スラブの等曲げ区間に曲げひび割れが発生した後、左右のせん断スパンに発生した曲げひび割れが斜めひび割れに進展し、左側スパンにおいて斜めひび割れが圧縮縁に貫通して荷重が低下した。その後、再び荷重が増加したが、斜めひび割れの開口や、スラブと梁の接合部の部材軸方向のひび割れが進展してスラブを押し抜くような破壊面が発生するのに伴い、徐々に荷重が低



写真-1 破壊時のひび割れ状況の例（No.3）

下した。

3.2 せん断力-鉛直変位関係

(1) スラブの有無によるせん断耐力の増分

矩形断面の No.1 と T 形断面の No.2 のせん断力と鉛直変位の比較を図-4 (a) に示す。なお、No.1 の最大せん断耐力は、図-4 (a) に○印で示した点としているが、この点は左右のジャッキの荷重が低下し、不安定な状態になった点である。

図-4 (a) に示すように、No.2 の最大せん断耐力は、No.1 の実験値と比較して 1.51 倍となっている。

また、図-4 (a) には、式(1)⁹を用いて算出した矩形断面のせん断耐力の計算値を併せて示した。式(1)は、せん断スパン比の影響を考慮して算出したせん断耐力であり、No.1 については概ね計算値と実験値が一致している。これに対して No.2 のせん断耐力は、矩形梁の計算値の 1.59 倍の値を示し、スラブの効果による耐力増加が確認できる。なお、計算値は、表-3、4 に示す材料試験結果を用いて計算したものである。

$$V_r = V_c + V_s \quad (1)$$

$$V_c = 0.20 f'_c{}^{1/3} (0.75 + 1.4 d/a) \beta_s \beta_p b_w d \quad (2)$$

$$\beta_d = \sqrt[3]{1000 / d} \leq 1.5 \quad (3)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 / p_s} \leq 1.5 \quad (4)$$

$$p_s = A_s / (b_w \cdot d) \quad (5)$$

$$V_s = A_w \cdot f_{wy} \cdot z / S_s \quad (6)$$

ここに、

f'_c : コンクリートの圧縮強度, d : 有効高さ

a : セン断スパン長 (No.1~3 は試験区間の 1/2)

b_w : ウェブ幅, A_s : 引張鋼材の断面積, A_w : 区間 S_s におけるセン断補強鉄筋の総断面積, f_{wy} : セン断補強鉄筋の引張降伏強度, z : 応力中心間距離 ($d/1.15$),

S_s : セン断補強鉄筋の配置間隔

(2) スラブ厚さの違いによるセン断耐力の影響

T 形断面の No.3 のセン断力-鉛直変位関係を、式(1)を用いて計算したセン断耐力の計算値と併せて図-4 (b)に示す。No.2 と比べて No.3 のセン断補強鉄筋比が 0.11%から 0.14%に増加し、式(1)から算出される矩形断面のセン断耐力は増加しているにもかかわらず、No.3 のセン断耐力はNo.2 に比べて小さくなっている。矩形断面の式(1)により算出した値より 1.19 倍となり、No.2 と比較して、矩形断面の計算値に対する増加割合は小さい傾向を示した。これは、No.2 のスラブ厚さが 140mm で、梁高さの 35%であるのに対し、No.3 のスラブ厚さは、75mmであり梁高さの 19%と薄く、スラブの効果が小さかったことが影響したものと考えられる。

(3) 引張縁のスラブがセン断耐力に与える影響

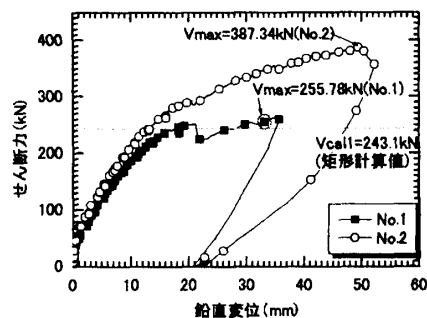
T形断面の梁を単純載荷したNo.4のセン断力-鉛直変位関係を、式(1)により算出した矩形断面のセン断耐力の計算値と併せて図-4 (c)に示す。

No.4 のセン断耐力は、矩形断面の計算値の 1.88 倍であり、引張縁に配置されたスラブは、セン断耐力の向上に大きく寄与することが確認された。No.4 は、他の試験体に比べて、大きな荷重レベルにおいても曲げひび割れの発生が少なく、セン断ひび割れの開口幅も小さい傾向を示した。このように、引張縁にスラブの存在がひび割れの開口を拘束したため、骨材の噛み合せ効果等が大きな荷重レベルまで有効に働いたことが、セン断耐力の増加が大きかった一因と考えられる。

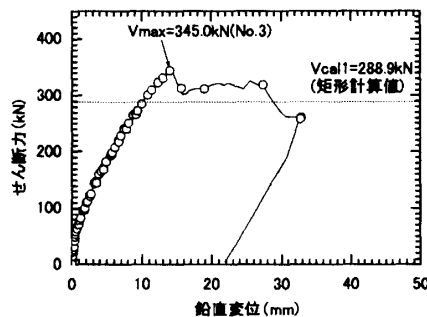
3.3 セン断補強鉄筋のひずみ

図-5に、試験体のセン断補強鉄筋のひずみ計測位置を、図-6にセン断力とセン断補強鉄筋ひずみの関係を示す。

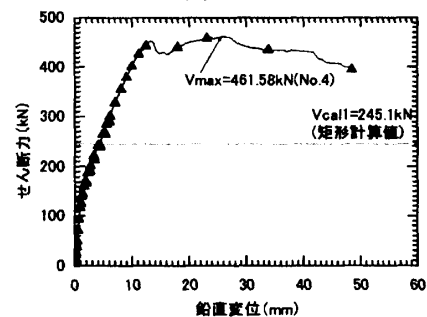
逆対称載荷とした No.1 から No.3 のセン断補強鉄筋が最初に降伏した点を比較すると、No.1 が 216.1kN, No.2 が 233.0kN, No.3 が 250.6kN となっており、大きな差は見られず、図-6にあわせて示した矩形断面のセン断耐



(a) No.1, No.2



(b) No.3



(c) No.4

図-4 セン断力-鉛直変位関係

力の計算値と同等かやや小さい値となっている。しかし、No.1 はセン断補強鉄筋降伏後のセン断力の増加が小さいのに対し、スラブを有する T 形梁はセン断補強鉄筋降伏後もセン断力が増加している。

単純梁載荷した No.4 は、セン断補強鉄筋が降伏する荷重が 288.9kN となり、図-6にあわせて示した計算値よりやや大きい値となっており、他の試験体に比べて幾分大きい傾向を示した。また、No.4 についても、セン断補強鉄筋降伏後もセン断力が増加する傾向を示した。

以上のように、セン断補強鉄筋降伏後の荷重増分に差がある理由として、圧縮縁にスラブがある場合、セン断補強鉄筋が降伏後も直ちに斜めひび割れが圧縮縁に貫通することなく、アーチ的な耐荷機構が有効に働いたことが考えられる。また、No.4 において、セン断補強鉄筋降伏時の荷重が増加した理由としては、引張縁にスラブがある場合、セン断ひび割れの拡大がスラブにより拘束されるため骨材のかみ合わせが有効に働き、セン断補強

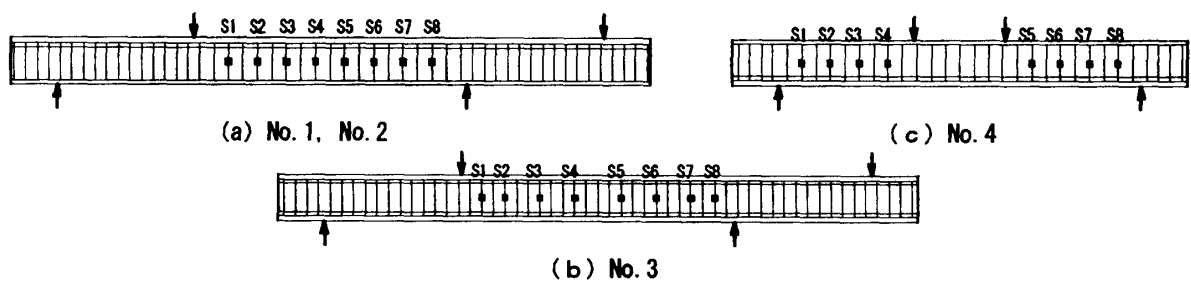


図-5 セン断補強鉄筋ひずみ計測位置

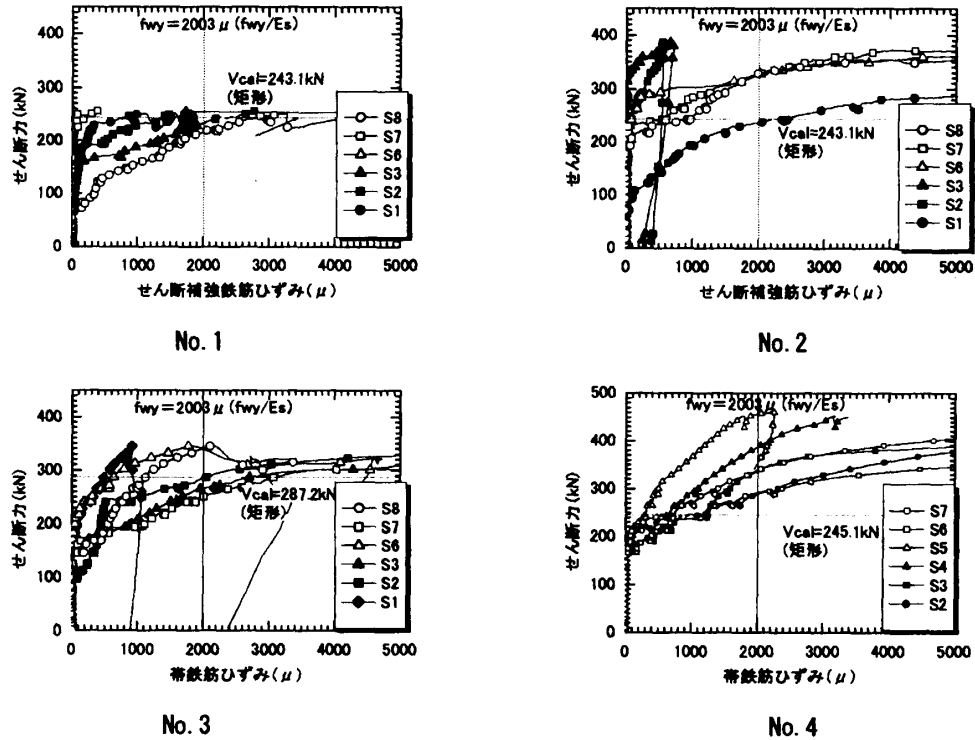


図-6 セン断力-せん断補強鉄筋ひずみ関係

鉄筋の負担が軽減されたことが要因として考えられる。

3.5 圧縮縁のコンクリートのひずみ

圧縮縁にスラブを有する No.2, No.3 について、図-7 に示す位置で測定したスラブが圧縮縁となる試験体左側荷点付近の部材軸直角方向のコンクリート圧縮ひずみとせん断力関係を図-8 に示す。

図に示すように、せん断力が 300kN 程度に達するまでは、双方の試験体ともに梁の中央から 450mm の位置（梁の左右のスラブを考慮すると梁幅の 3 倍の範囲）まで同様な圧縮ひずみが発生している。しかし、スラブ先端については、顕著な圧縮ひずみが計測されず、スラブ先端まで圧縮応力が伝達されていないことが確認された。これは、圧縮側にスラブを有する T 形単純梁に関する筆者らの既往の研究³⁾の結果と整合するものであった。なお、すべての試験体の荷点直近のコンクリート圧縮

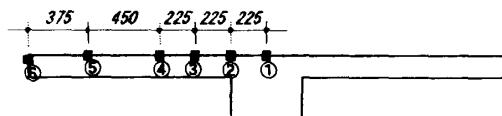


図-7 コンクリートのひずみ測定位置

ひずみは、最大で 2000 μ 程度であり、いずれの試験体もせん断破壊を生じたことが確認された。

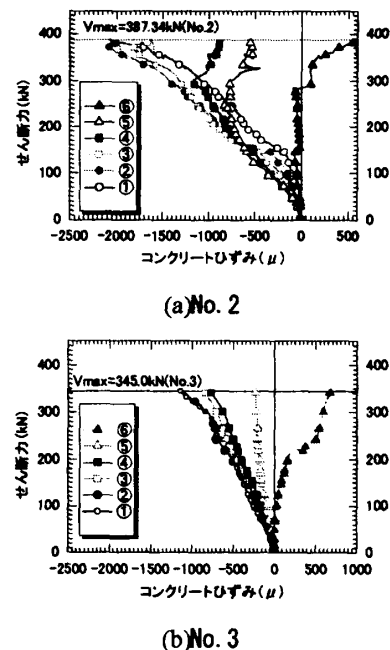


図-8 コンクリートのひずみ

4. 逆対称曲げモーメントを受けるT形梁のせん断耐力

試験区間に曲げモーメント反曲点を有する逆対称載荷の場合、反曲点を境にして、スラブが引張側となるせん断スパン（試験体右側）と、圧縮側となるせん断スパン（試験体左側）に分けられる。既往の矩形断面梁に関する研究⁵⁾によれば、反曲点を有する梁のせん断耐力は、左右のせん断スパンにおけるせん断耐力の平均的な値となるとの報告がある。

今回の検討においては、逆対称載荷を行ったNo.2は、矩形断面で同様な載荷方法としたNo.1に比べて1.5倍程度のせん断耐力を有していた。しかし、引張縁にスラブを設け、単純支持載荷としたNo.4と比べるとせん断耐力は小さかった。以上のことから、No.2のせん断耐力がNo.4に比べて小さくなった理由としては、試験体右側に比べて試験体左側のせん断耐力が小さかったことに起因していると考えられる。

そこで、No.2のせん断耐力が、試験体左右のせん断耐力の平均値であるとして、No.2のせん断耐力を以下に示す方法で試算した。

圧縮側にスラブがある試験体左側のせん断耐力は、既往の研究²⁾を基に、コンクリートの受け持つせん断耐力 V_c にスラブの効果を考慮し、トラス理論により求まる V_s を加えることにより算定した。ここで、T形梁の V_c は、式(2)で用いられている梁の断面積($b_w \cdot d$)に、スラブの圧縮領域のコンクリートが有効と考え、T形断面と等価な断面積を有する矩形断面を求めてせん断耐力を算定した。具体的には、図-9に示すように、式(2)で用いられる(b)の断面積に、(a)の断面積($b_w \times x \times 2$)を加えて V_c を計算した。なお、本計算では、曲げ降伏時とせん断破壊時で計算上大きな差がなく、今後の定式化の簡便のため、中立軸深さ x は曲げ降伏時の値を用い、スラブの有効幅は、既往の研究結果および3.5節に示す圧縮縁スラブのコンクリート圧縮ひずみ分布の結果を参考に、 $3b_w$ と仮定した。

引張縁にスラブがある試験体右側の、せん断耐力については、定量的な評価ができなため、今回は、No.4の実験値を用いた。

以上より算定したせん断耐力とNo.2の実験値との比較を表-6に示す。

計算値と実験値の差は5%程度であり、実験結果と良い整合性を示した。今回は1ケースのみの試算結果であるため確定的なことはいえないが、逆対称曲げモーメントを受けるT形梁に関しても矩形断面梁と同様に、曲げモーメントの反曲点を境にした左右のせん断スパンにおけるせん断耐力の平均によって算定できる可能性が示唆された。

なお、今回の検討では、引張縁にスラブがある場合の

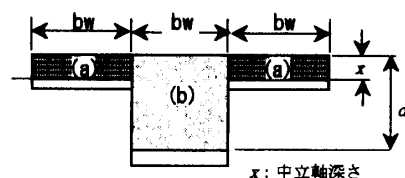


図-9 T形梁の耐力計算で考慮した断面

表-6 No.2 せん断耐力の比較

	せん断耐力計算値 (kN)		実験値 V_{exp} (kN)	V_{cal}/V_{exp}
	V_{cal} (kN)	V_{exp} (kN)		
T形引張突縁 (No.4実験値)	461.6	368.4	387.3	0.95
T形圧縮突縁	275.3			

せん断耐力に単純梁の実験値を用いており、引張縁にスラブを有する部材のせん断耐力の定量的に評価することが今後の課題と考える。

5. まとめ

今回、逆対称曲げモーメントを受けるT形梁のせん断耐力について検討を行った。その結果、せん断耐力に対するスラブの効果について、次のことが確認できた。

- (1) 逆対称曲げモーメントを受けるT形断面梁は、スラブの効果によりせん断耐力が矩形断面の梁に比べて大きくなり、その増加割合は、スラブ厚の影響を受け、スラブ厚さが厚い方が、増加率が大い。
- (2) 引張縁にスラブがあるT形梁のせん断耐力は、引張縁スラブがひび割れの拡大を拘束し、矩形断面に比べて大きく増加する。
- (3) T形梁はスラブの効果によりせん断補強鉄筋降伏後もせん断力が増加し、じん性的な破壊形態を示す。
- (4) 逆対称曲げモーメントを受けるT形梁のせん断耐力は、スラブが圧縮側となるせん断スパンと引張側となるせん断スパンの平均値として算定できる可能性がある。

参考文献

- (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準同解説（耐震設計），丸善，1999
- (財)鉄道総合技術研究所：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
- 岡本大，川村力，服部尚道，酒谷弘行：せん断補強鉄筋を有する鉄筋コンクリートT形梁のせん断耐力の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp313-317，2005
- 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梁のせん断強度式の再評価，土木学会論文集，No.372，V-5，pp167-176，1986
- 古内仁，角田与史雄，林川俊郎：反曲点を有する鉄筋コンクリート梁のせん断耐力について，コンクリート工学年次論文集，Vol.13，No.2，pp185-19