

論文 梁貫通形式 RCS 柱梁接合部のねじりモーメントによる内部パネルから外部パネルへの応力伝達

西村 泰志*1・永峰 頌子*2・吉田 幹人*3

要旨：内部パネルと外部パネルとの間のねじり耐力は、十字形およびト字形接合部に比べ、T字形およびL字形接合部では小さくなるのが既往の著者らの実験的研究⁴⁾⁵⁾⁶⁾によって明らかにされている。本研究は、T字形およびL字形接合部のねじり耐力が、柱梁接合部のせん断補強筋量およびS梁上面に設けられる垂直スタブによって増大できるか実験的に検討した。その結果、ねじり耐力は、垂直スタブの高さが柱せいで、せん断補強筋比が0.26%程度であれば、T字形およびL字形接合部であっても、十字形およびト字形接合部と同等のねじり耐力が期待できることを示している。

キーワード：柱RC・梁S，柱梁接合部，ねじりモーメント，せん断補強筋比，垂直スタブ，ねじり耐力

1. はじめに

柱は鉄筋コンクリート（以下、RCという）造、梁は鉄骨（以下、Sという）造で構成される混合構造は、その構造の合理性ばかりでなく、経済性および施工性等の観点からも優れた構造形式であり、ショッピングセンター、事務所および倉庫等に利用されている。

この構造の大きな問題の一つは、異種構造部材で接合される接合部の性能を把握し、合理的な接合部の設計法を確立することにある。既往の研究では、この構造が提案された1980年代以降数々の接合部ディテールが提案され、その接合部の性能確認実験が多数行われているが、接合部の耐力を評価する一般化された設計式は未だ確立されていない現状にある¹⁾²⁾。それは、実験的な検討が主で、力学的な観点から接合部の性能を評価しようとする試みが非常に少ないことが一因であると考えられる。

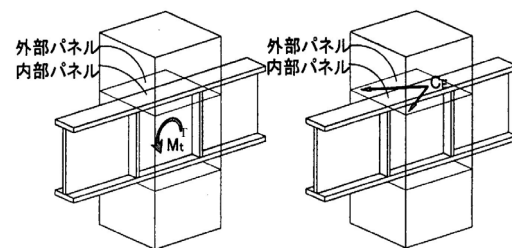
本研究は、S部材からRC部材への応力伝達機構に基づく接合部の設計式を確立するための基礎資料を求めるために、TおよびL字形接合部に関して、内部パネルから外部パネルへのねじりモーメントによる応力伝達に着目し、ねじり耐力を増大させる要因について検討する。

2. ねじりモーメントによる応力伝達機構と抵抗機構

図-1は、鉄骨フランジ幅内の内部パネルから鉄骨フランジ外側の外部パネルへの応力伝達機構を示したものである。内部パネルから外部パネルへの応力伝達は、図-1(b)に示すように、鉄骨フランジ上下面に形成される水平圧縮束によってなされるものと図-1(a)に示すように、内部パネルと外部パネルとの間のねじりモーメントによってなされるものの2つが考えられる。実際の接合部では、これら2つの機構が混在して内部パネルから外部パネルに応力が伝達されるものと考えられる。

図-2は、十字形柱梁接合部に逆対称荷重が作用した時、RC部材を貫通するS部材に作用する支圧力を示したものである。支圧力は鉄骨フランジ上下面に作用するものと支圧板および鉄骨フランジ内面に作用するものがある。前述の水平圧縮束による応力伝達は、鉄骨フランジ上下面に作用する支圧力に伴って生ずる摩擦力 C_f あるいは応力伝達の効果を高めるために鉄骨フランジ上下面に頭付スタッドボルト、小鉄骨等のシアキーが取り付けられている場合、S部材の回転に伴って、摩擦力あるいはシアキーに作用する圧縮力が反作用として柱隅角部に向かう力となり外部パネルに伝達されることを意味している。なお、これらの詳細については文献3)を参照されたい。

一方、内部パネルと外部パネルとの間のねじりモーメント



(a) ねじりモーメント (b) 水平圧縮束

図-1 内部パネルから外部パネルへの応力伝達

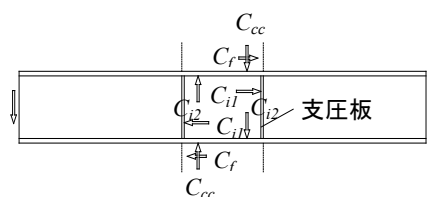


図-2 S部材に作用する支圧力¹⁾

*1 大阪工業大学 工学部建築学科教授 博(工) (正会員)

*2 大和ハウス工業(株) 修(工)

*3 榊石本建築事務所 修(工)

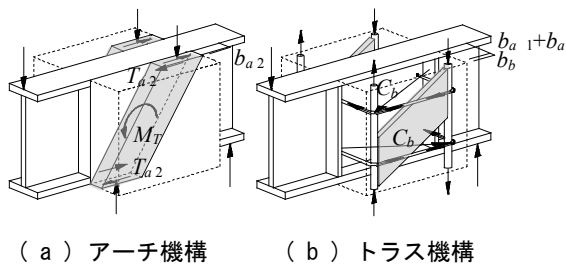


図 - 3 外部パネルの抵抗機構

ント M_T による応力伝達は、支圧板および鉄骨フランジ内面に作用する支圧力によって、ねじりモーメントが引き起こされ、反作用として、外部パネルに伝達されることを意味している。

外部パネルでは、図 - 3 に示すように、アーチ機構およびトラス機構が形成される。図 - 3 (a) はアーチ機構を示したものである。外部パネルに形成されたコンクリート圧縮束に作用する圧縮力および柱から圧縮束に作用する圧縮力およびせん断力とねじりモーメントによってつり合い系が構成される。なお、ここでは、ねじりモーメントを部材接合端に作用する偶力に置換して考えている。図 - 3 (b) はトラス機構を示したものである。支圧板内面に作用する支圧力の一部 C_b は、接合部隅角部に向かう力となりトラス機構を形成する。

したがって、ねじりモーメントによって伝達される接合部の耐力 ${}_oM$ は、内部パネルと外部パネルとの間のねじり耐力 ${}_oM_T$ とアーチ機構およびトラス機構による耐力を累加することによって求められる外部パネルの耐力 ${}_oM_{ab}$ のうち

$${}_oM = \min({}_oM_T, {}_oM_{ab}) \quad (1)$$

によって決定される。なお、トラス機構による耐力は、アーチ機構による耐力に比べ非常に小さい値となることが既往の研究⁷⁾ によって指摘されている。

式 (1) において、外部パネルの耐力 ${}_oM_{ab}$ は理論的に求められるが^{6), 7)}、内部パネルと外部パネルとの間のねじり耐力は、現段階では、理論的に評価されるに至っていない。

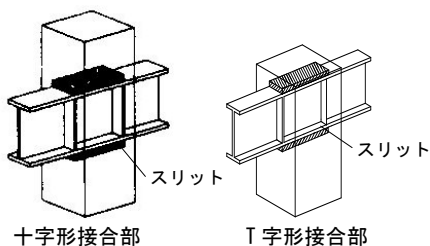


図 - 4 ねじり耐力を求める試験体

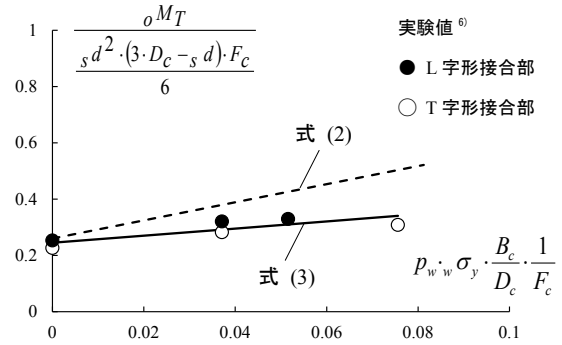


図 - 5 ねじり耐力とせん断補強筋比の関係⁶⁾

このような観点から、著者らは、十字形、ト字形、T字形およびL字形接合部に関して、図 - 4 に示すように、鉄骨フランジ上下面にスリットを設け、鉄骨フランジ上下面とコンクリートが接触しないように工夫した試験体を用いて、内部パネルと外部パネルとの間のねじり耐力 ${}_oM_T$ を実験的に求めた^{4), 5), 6)}。

その結果、十およびト字形接合部では、

$${}_oM_T = \left(0.26 + 3.22 \cdot p_w \cdot w \cdot \sigma_y \cdot \frac{B_c}{D_c} \cdot \frac{1}{F_c} \right) \cdot \frac{s \cdot d^2 (3D_c - s \cdot d) F_c}{6} \quad (2)$$

ここに、

- B_c : 柱幅 (mm)
- D_c : 柱せい (mm)
- $s \cdot d$: 鉄骨せい (mm)
- F_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)
- p_w : 柱梁接合部のせん断補強筋比
- $w \cdot \sigma_y$: せん断補強筋の降伏応力度 (N/mm²)
- ${}_oM_T$: ねじり耐力 (N・mm)

である。

一方、TおよびL字形接合部では、

$${}_oM_T = \left(0.25 + 1.26 \cdot p_w \cdot w \cdot \sigma_y \cdot \frac{B_c}{D_c} \cdot \frac{1}{F_c} \right) \cdot \frac{s \cdot d^2 (3D_c - s \cdot d) F_c}{6} \quad (3)$$

となる。式 (2) および式 (3) の第1項はコンクリート、第2項はせん断補強筋比に関する量である。なお、第2項のせん断補強筋に関する量は、内部パネルと外部パネルを貫通するせん断補強筋がねじり耐力に影響することに留意する必要がある。

図 - 5 はねじり耐力とせん断補強筋比の関係を示したものである。縦軸はねじり耐力 ${}_oM_T$ 、横軸はせん断補強筋比 p_w に関する量である。なお、縦軸および横軸とも接合部形状寸法および材料強度で無次元化されている。破線は式 (2)、実線は式 (3) から求められた耐力線である。また、● および ○ は、既往の著者らの研究⁶⁾ で求められたLおよびT字形接合部のねじり耐力の実験

表 - 1 使用材料の力学的特性

使用材料		降伏応力度 σ_s (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	備考	
鉄骨(SS400)	ウェブ	t=9	324	456	2.02×10^5	1,4,5
	ウェブパネル	t=16	265	434	2.03×10^5	
	フランジ	t=16	265	434	2.03×10^5	
	支圧板	t=12	297	465	1.82×10^5	
	ウェブ	t=9	327	416	2.05×10^5	
	ウェブパネル	t=16	315	484	2.13×10^5	
	フランジ	t=16	315	484	2.13×10^5	
	支圧板	t=12	325	448	2.15×10^5	
	ウェブ	t=9	320	453	2.15×10^5	
	ウェブパネル	t=16	330	464	2.06×10^5	
	フランジ	t=16	330	464	2.06×10^5	3
	支圧板	t=12	293	446	2.15×10^5	
	ウェブ	t=9	265	350	2.13×10^5	
	ウェブパネル	t=16	296	439	2.08×10^5	
	フランジ	t=16	296	439	2.08×10^5	
	支圧板	t=12	303	458	2.11×10^5	
	定着板	t=12	274	417	2.08×10^5	
	定着板	t=12	305	442	2.10×10^5	
定着板	t=12	292	421	2.01×10^5		

使用材料		降伏応力度 σ_s (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	備考	
鉄筋(SD295)	主筋	D16	336	522	1.82×10^5	1,4
	せん断補筋	D6	442	513	1.85×10^5	
	主筋	D16	359	511	1.85×10^5	2,3,6,7
	せん断補筋	D6	379	515	1.81×10^5	
	主筋	D16	348	522	1.88×10^5	5
	せん断補筋	D6	342	505	1.78×10^5	

使用材料		圧縮強度 σ_{pc} (N/mm ²)	割裂強度 F_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	備考
コンクリート (設計基準強度F _c 21)		29.7	3.00	2.18×10^5	1
		28.1	2.24	2.27×10^5	2,3
		33.3	3.00	2.18×10^5	4
		35.2	2.97	2.62×10^5	5
		26.4	2.18	2.16×10^5	6,7

※備考 1 : TMT0-0.23D_c, TMT26-0.23D_c, TMT53-0.23D_c試験体
 2 : TMT0-0.5D_c, TMT53-0.5D_c, TMT0-D_c, TMT53-1D_c試験体
 3 : TMT26-0.5D_c, TMT26-1D_c試験体
 4 : LMT0-0.23D_c, LMT26-0.23D_c試験体
 5 : LMT53-0.23D_c試験体
 6 : LMT0-0.5D_c, LMT53-0.5D_c, LMT0-1D_c, LMT26-1D_c, LMT53-1D_c試験体
 7 : LMT26-0.5D_c試験体

— 垂直スタブ高さ h_c
 — せん断補強筋比 p_w

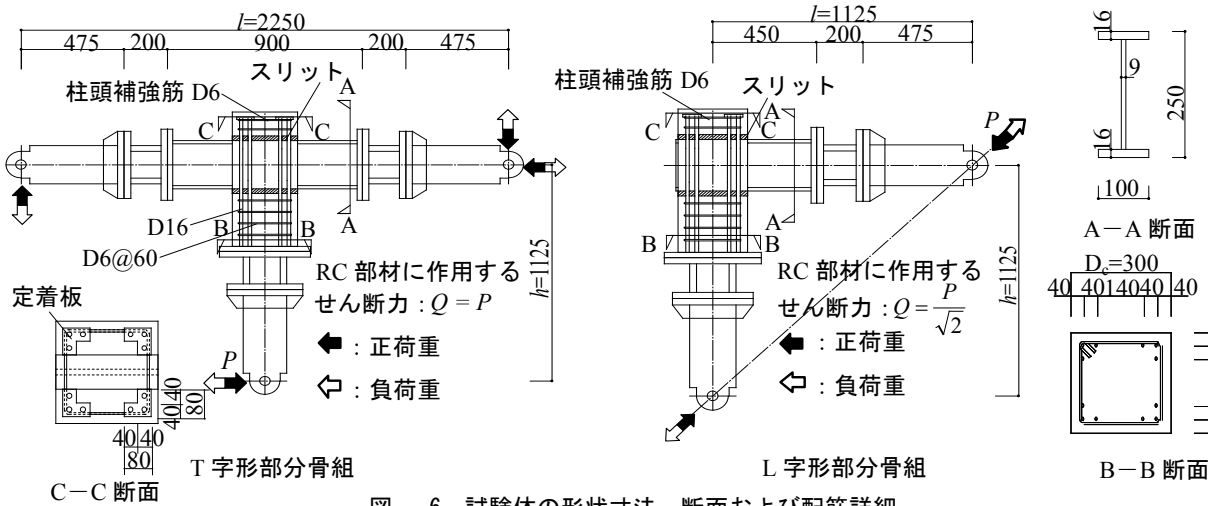


図 - 6 試験体の形状寸法、断面および配筋詳細

値である。十およびト字形接合部と比較して、TおよびL字形接合部では、せん断補強筋比 0% の場合、ねじり耐力はほぼ同じであるが、せん断補強筋が大きくなるとねじり耐力は小さくなる。これは、TおよびL字形接合部では、S梁フランジ上面のコンクリートの垂直スタブ高さが小さいので、S梁フランジ上面のコンクリートがパンチングシア破壊し⁶⁾、S梁の回転に伴って、外部パネルが面外方向に広がるためと考えられる。

外部パネルの耐力 M_{ab} および式 (2) あるいは式 (3) を用いることによって、ねじりによる応力伝達に伴う耐力 M を求めることができる。

なお、計算方法の詳細については、文献 6), 7) を参照されたい。

3. 実験計画

前述のように、内部パネルと外部パネルとの間のねじ

り耐力は、十字形およびト字形接合部と比較して、T字形およびL字形接合部では小さくなることが示された。内部パネルから外部パネルへの応力伝達には、前述のように、水平圧縮束によるものも考えられるが、T字形およびL字形接合部において、S梁フランジ上面のコンクリートがパンチングシア破壊するとそれも期待できない。そうすると内部パネルから外部パネルへの応力伝達は、ねじりモーメントに大きく依存することになる。

このような観点から、本研究は、T字形およびL字形接合部のねじり耐力が、柱梁接合部のせん断補強筋量およびS梁フランジ上面に垂直スタブを設けることによって、増大させることができないか実験的に検討する⁸⁾。

図 - 6 に試験体の形状寸法、断面および配筋詳細を示す。試験体は交換可能な鉄骨補助ビームを取り付けることによって、所定の寸法になるようにした T字形およびL字形部分骨組である。試験体は、図 - 6 に示すように、

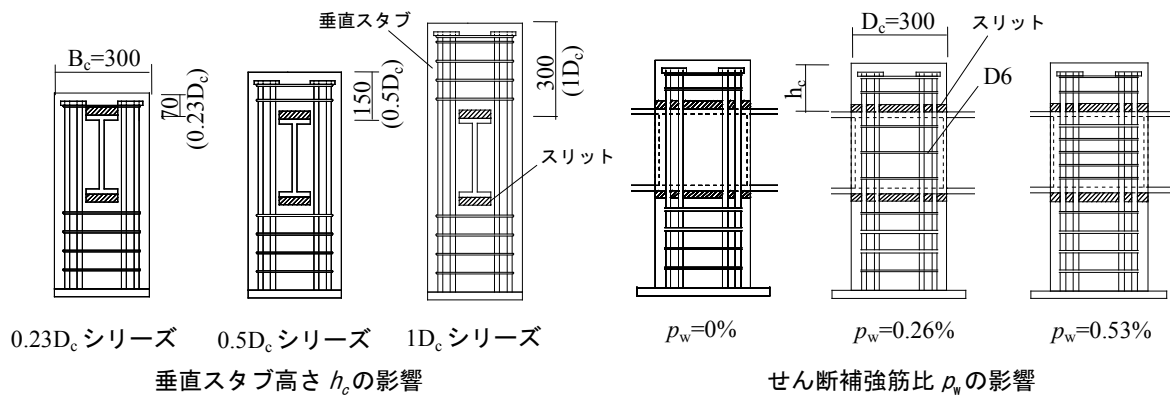


図 - 7 実験変数

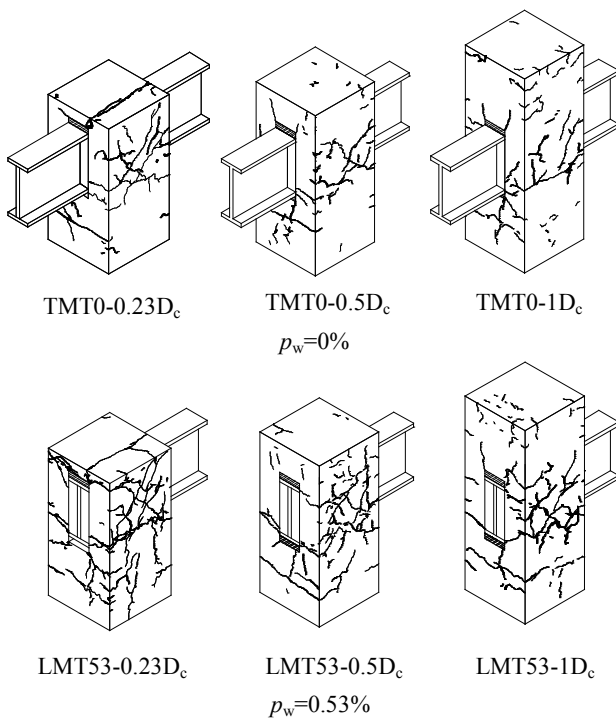


図 - 8 最大荷重時のひび割れ状況

鉄骨フランジ上下面に 25mm のスリットを設けて、支圧力を除去し、ねじりモーメントによる応力伝達の影響を調べる。いずれの試験体とも、形状寸法、RC 柱の配筋および S 梁のディテールは同じである。柱断面は 300mm×300mm、主筋は D16 (SD295) を隅角部に 3 本ずつ計 12 本、帯筋は D6 (SD295) を 60mm 間隔 ($p_w=0.36\%$) で配筋した。柱脚部の主筋はエンドプレートに溶接した。柱頭部は隅角部の主筋 3 本を厚さ 12mm の L 字形の定着板に溶接した。接合部のせん断補強筋は、鉄骨ウェブパネルを貫通させフレア溶接した。S 材の公称寸法は BH-250×100×9×16 である。なお、内部パネルはせん断破壊しないように、鉄骨ウェブパネル厚を 16mm とした。支圧板厚は 12mm である。図 - 7 に試験体の実験変数を示す。実験変数は、せん断補強筋比 p_w (0%, 0.26%, 0.53%) および垂直スタブ高さ h_c (70mm (0.23D_c, D_c

は柱せいである)), 150mm (0.5D_c), 300mm (1D_c)) である。これらの組合せによって、T 字形および L 字形試験体とも各 9 体の試験体を計画した。

表 - 1 に使用材料の力学的特性を示す。

実験は、図 - 6 の矢印によって示すように、T 字形では梁両端を単純支持し柱端に、一方、L 字形では柱端をピン支持し、梁端に正負漸増繰り返し荷重を行なった。

4. 破壊性状

図 - 8 に最大荷重時のひび割れ状況の代表例を示す。各試験体とも、ねじりモーメントによる影響で、内部パネルと外部パネルの境界部分のコンクリートが分断される状況が観察された。最大荷重時の柱梁接合部正面のひび割れは、せん断補強筋比が大きくなるにしたがって多く発生している。T 字形および L 字形試験体とも、0.23D_c シリーズにおいては、柱上端部を寸断するひび割れおよび S フランジ上面のコンクリートのパンチングシア破壊が観察された。1D_c シリーズおよび 0.5D_c シリーズは、0.23D_c シリーズと比べて柱上端部のひび割れが少ない。これは、垂直スタブ高さが増大することによって、垂直スタブが、ねじりに伴って生じる外部パネルの面外方向の広がりを抑制するためと考えられる。

5. 履歴特性

図 - 9 に履歴曲線の代表例を示す。これらの履歴曲線は、L 字形接合部でせん断補強筋比が 0.53% の場合である。縦軸は RC 柱材に作用するせん断力 Q (kN), 横軸は層間変形角 R (rad) である。図中の ▼ 印は最大荷重を表す。各試験体ともエネルギー消費能力の小さな逆 S 字形の履歴性状を示している。各試験体、層間変形角が 0.01rad 時に最大荷重を発揮した後、急激に荷重が低下している。これは、破壊状況で示されたように、内部パネルと外部パネルの間がねじりによって破壊するためである。L 字形および T 字形とも、負荷重時の最大荷重は正荷重時に比べ小さい。これは、正荷重時でねじりによってひび割

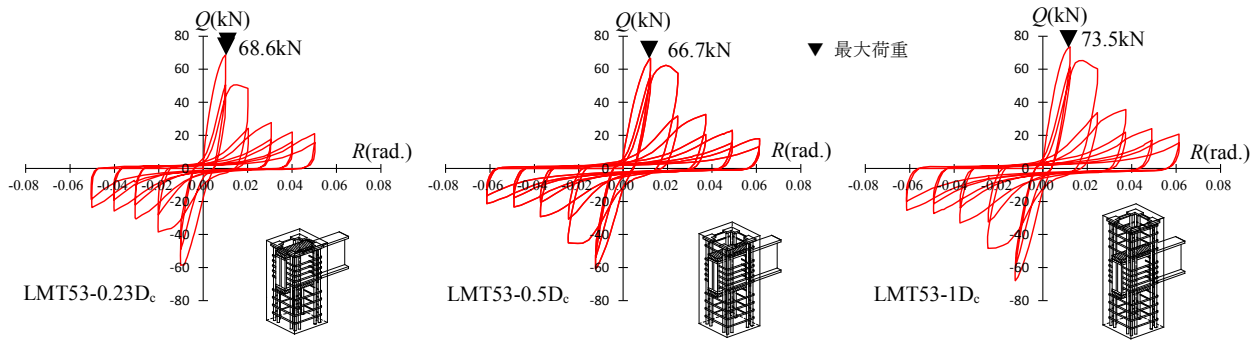


図 - 9 履歴特性 ($p_w = 0.53\%$ の場合)

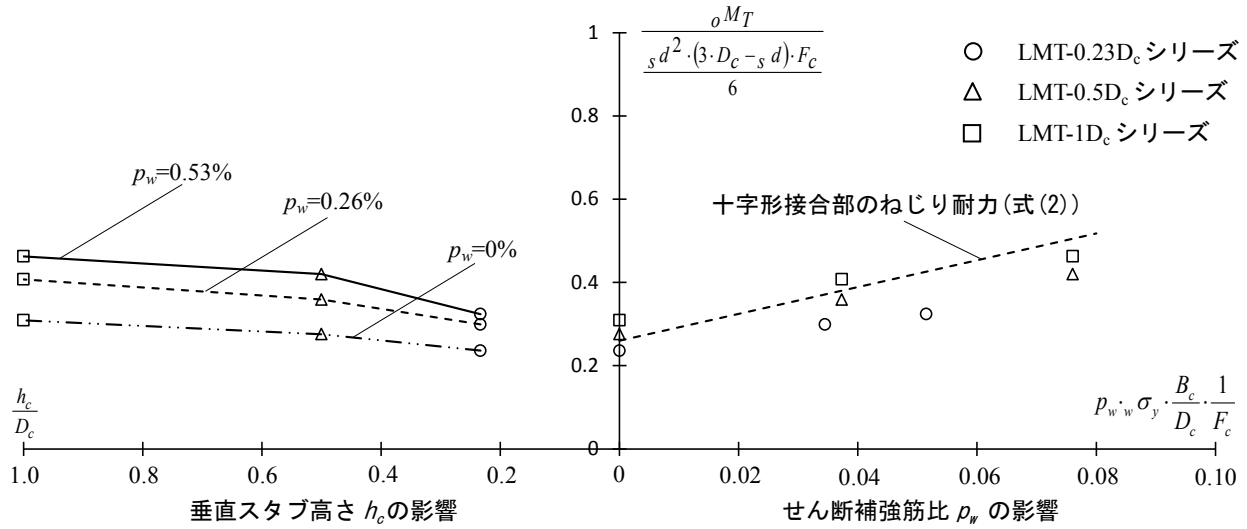


図 - 10 L 字形接合部のねじり耐力

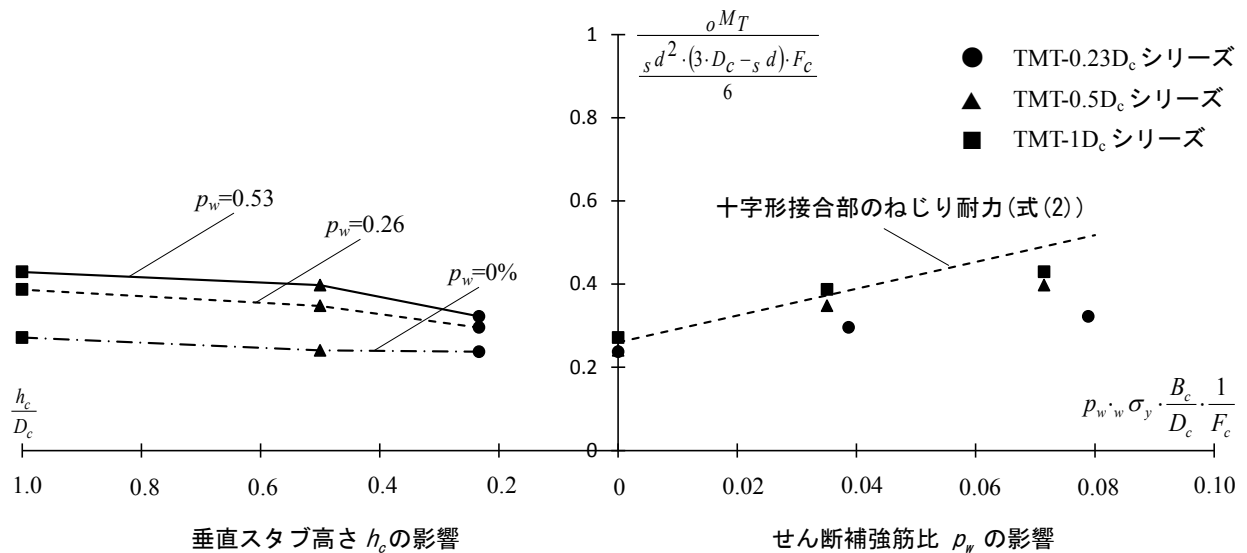


図 - 11 T 字形接合部のねじり耐力

れが生じた後、逆方向に負荷すると剛性が低下することが一因と考えられる。なお、最大荷重発揮後の残存荷重は接合部のせん断補強筋比が大きい程大きくなる傾向にある。

6. ねじり耐力

図 - 10 に L 字形接合部のねじり耐力を示す。縦軸は

ねじり耐力 ${}_oM_T$ に関する量、横軸の第一象限はせん断補強筋比 p_w に関する量および第 2 象限は垂直スタブ高さ h_c を柱せい D_c で無次元化した値 h_c/D_c である。なお、ねじり耐力 ${}_oM_T$ は、実験による最大荷重を接合部中央位置のモーメントから求められた値である。○、△ および □ は垂直スタブ高さが 70mm (0.23 D_c)、150mm ((0.5 D_c) および 300mm (1 D_c) の試験体を示す。破線は既往の研究

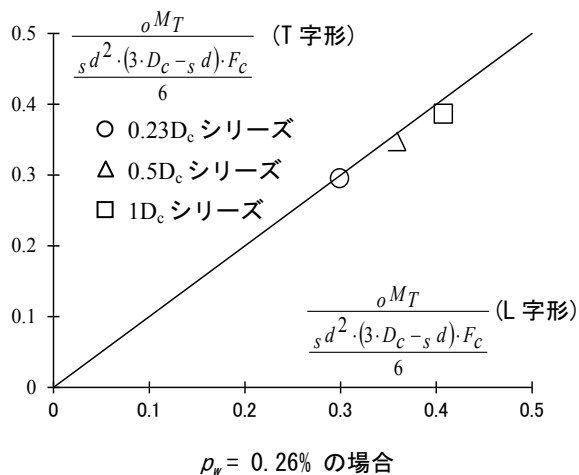


図 - 12 L および T 字形接合部のねじり耐力の比較

4) で求められた十字形接合部のねじり耐力を示す。せん断補強筋比が 0 % の場合、垂直スタブの高さが大きくなるとコンクリートのねじり耐力は若干増大する。垂直スタブ高さが 0.5D_c の場合、ねじり耐力は十字形接合部のねじり耐力を与える式 (2) と L 字形および T 字形接合部のねじり耐力を与える式 (3) の間にある。一方、垂直スタブ高さが 1D_c の場合、せん断補強筋比が 0.26% では式 (2) で示すねじり耐力を發揮しているが、せん断補強筋比が 0.53% では、式 (2) で求められるねじり耐力の 90% 程度となっている。なお、垂直スタブの高さに関わらず、せん断補強筋比が 0.26% と 0.53% の間のねじり耐力の増加する割合は、せん断補強筋比が 0 % と 0.26% の間のねじり耐力の増加する割合よりも小さくなっている。したがって、せん断補強筋比が 0.26% より小さい範囲では、垂直スタブ高さを 1D_c とすれば十字形接合部のねじり耐力式 (2) を用いて、ねじり耐力を評価することが可能であるが、せん断補強筋比が大きい場合は、垂直スタブ高さを 1D_c にしても十字形接合部のねじり耐力を發揮させることはできないと考えられる。

図 - 11 は T 字形試験体のねじり耐力を示す。縦軸および横軸は図 - 10 と同じである。T 字形試験体の場合も、L 字形試験体とほぼ同様の傾向が認められる。

図 - 12 は、L 字形試験体と T 字形試験体のねじり耐力を比較した一例である。ここでは、柱梁接合部のせん断補強筋比が 0.26% の場合を示している。縦軸は T 字形試験体のねじり耐力、横軸は L 字形試験体のねじり耐力である。L 字形試験体のねじり耐力は T 字形試験体のねじり耐力よりも若干大きい傾向が見られるが、両者はほぼ同じである。

7. 結語

本実験結果から、以下の結論が得られた。

1. コンクリートのねじり耐力は、せん断補強筋比が 0%

の場合、垂直スタブの高さが大きくなるとねじり耐力は若干増大する。垂直スタブ高さに関わらず、せん断補強筋比が増大するとねじり耐力は増大するが、せん断補強筋比が 0.26% 以上の場合ねじり耐力の増大は大きくない。

2. 垂直スタブの高さが柱せいで、せん断補強筋が 0.26% 以下の範囲では、L および T 字形接合部のねじり耐力は、十字形接合部のねじり耐力とほぼ同じになる。
3. 垂直スタブの高さに関わらず、L 字形と T 字形試験体のねじり耐力の相違はほとんど見られない。

なお、垂直スタブ高さが 0.23D_c の場合、垂直スタブがパンチングシア破壊した。一方、垂直スタブ高さが大きくなるとそのような破壊状況は観察されなかった。これは、S フランジ上面の支圧耐力が期待できることを示しており、かつ、それに伴って、S フランジ上下面の水平圧縮による応力伝達も期待できると考えられる。これらの点については、今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 西村泰志：建築分野・柱 RC・梁 S 混合構造，コンクリート工学，Vol.52 No.1, pp.71-76, 2014.1
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工，2001.1
- 3) 前田安美，馬場望，西村泰志：はり貫通形式 RCS 接合部の水平圧縮束による内部パネルから外部パネルへの応力伝達，構造工学論文集 Vol.50B, pp.105-113, 2004.3
- 4) 馬場望，鳥井拓三，西村泰志：柱 RC・梁 S とするはり貫通形式内部柱梁接合部の内部パネルから外部パネルへの応力伝達，日本建築学会構造系論文集第 513 号，pp.173-180, 1998.11
- 5) 永峰頌子，西村泰志：柱 RC・梁 S とする梁貫通形式外部柱梁接合部の応力伝達機構と抵抗機構 (その 1)，(その 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1459-1462, 2013.8
- 6) 西村泰志，堀江耕平，岡本宗一郎，永峰頌子：柱 RC・梁 S とする梁貫通形式 L 字形および T 字形柱梁接合部の応力伝達と抵抗機構，日本建築学会構造系論文集 第 688 号，pp.1167-1174, 2013.6
- 7) 西村泰志，堀江耕平：柱 RC・梁 S とする梁貫通形式内部柱梁接合部の耐力評価法に関する研究，日本建築学会構造系論文集 第 654 号，pp.1557-1565, 2010.8
- 8) 永峰頌子，西村泰志：柱 RC・梁 S とする T 字形および L 字形柱梁接合部のねじり耐力に及ぼす垂直スタブ高さの影響 (その 1)，(その 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1321-1324, 2014.9