

論文 柱 RC・梁 S とする梁貫通形式ト字形柱梁接合部の応力伝達機構と抵抗機構

西村 泰志^{*1}・永峰 頌子^{*2}

要旨：著者らの提案した十字形接合部の応力伝達機構と抵抗機構をト字形接合部に応用することを試みた。十字形とト字形接合部のモデルは、支圧抵抗を除いて基本的に同じであり、応力伝達に及ぼす内部パネルと外部パネルとの間のねじり耐力が同じであれば十字形接合部で提案された耐力設計式をト字形接合部に直接応用することが可能であると考えられる。このような観点から、鉄骨フランジ上下面にスリットを設けたト字形接合部を用いてねじり耐力を求めた結果、十字形接合部の場合とほぼ同じ結果となった。これらのことから、十字形接合部で提案された耐力設計式を用いて、ト字形接合部の耐力を評価できることが示された。

キーワード：柱 RC・梁 S, 梁貫通形式, ト字形柱梁接合部, 応力伝達機構, 抵抗機構, 耐力設計式

1. はじめに

柱は鉄筋コンクリート（以下, RC という）, 梁は鉄骨（以下, S という）で構成される柱梁接合部の合理的な設計式を樹立するためには、柱梁接合部を介して、S 部材から RC 部材への応力伝達機構ならびに柱梁接合部の抵抗機構を力学モデルに基づいて確立する必要がある。しかしながら、既往の研究は¹⁾, 提案された接合部ディテールに関する性能確認実験が主で、柱梁接合部の力学モデルに基づく評価法を検討した研究は非常に少ない。

このような観点から、著者らは、内部柱梁接合部に関して、S 部材から RC 部材への応力伝達機構および抵抗機構に基づく耐力評価法を提案し、その評価法に基づいて簡便な耐力評価式を提案している²⁾。

本研究は、これらの考えを応用することによって、ト字形柱梁接合部の耐力評価式を提案することを目的とする。

2. 応力伝達機構と抵抗機構

2.1 既往の研究で提案された応力伝達機構

著者らが、内部柱梁接合部ですでに提案している耐力評価法では、柱梁接合部は、図-1 に示すように、鉄骨フランジ幅内の内部パネルと外側の外部パネルによって構成されるものと考えている。

内部パネルから外部パネルへの応力伝達は、鉄骨フランジ上下面に作用する圧縮力 C_f によってなされるもの³⁾と内部パネルと外部パネルとの間のねじりモーメント M_T によってなされるもの²⁾の2つが存在する。なお、圧縮力 C_f は、図-2 に示すように、鉄骨フランジ上下面に作用する支圧力 C_{cc} に伴って生ずる摩擦あるいは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。一方、ねじりモーメント M_T は、柱梁接合部の鉄骨フランジおよび支圧板内面に作用する支圧力 C_{il} , C_{i2} によって引き起こされ、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。

2.2 ト字形柱梁接合部の応力伝達機構と抵抗機構

図-3 にト字形柱梁接合部の抵抗機構を示す。

内部パネルは、図-3 (a) に示すモデルによって評価する。柱梁接合部に埋め込まれた鉄骨梁部材を剛と仮定し、てこ機構による鉄骨フランジ上下面に作用するコンクリートの応力塊を矩形と考え、その大きさを $\lambda \cdot F_c$ とする。なお、応力は鉄骨フランジ全幅にわたっ

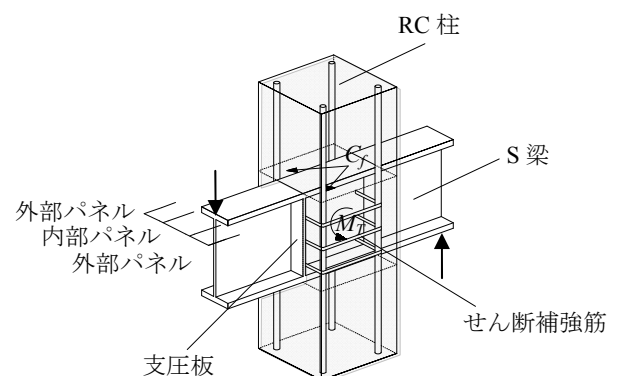


図-1 内部パネルから外部パネルへの応力伝達

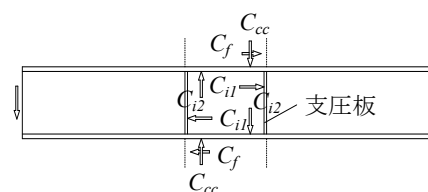


図-2 内部パネルの支圧抵抗

*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 修(工)

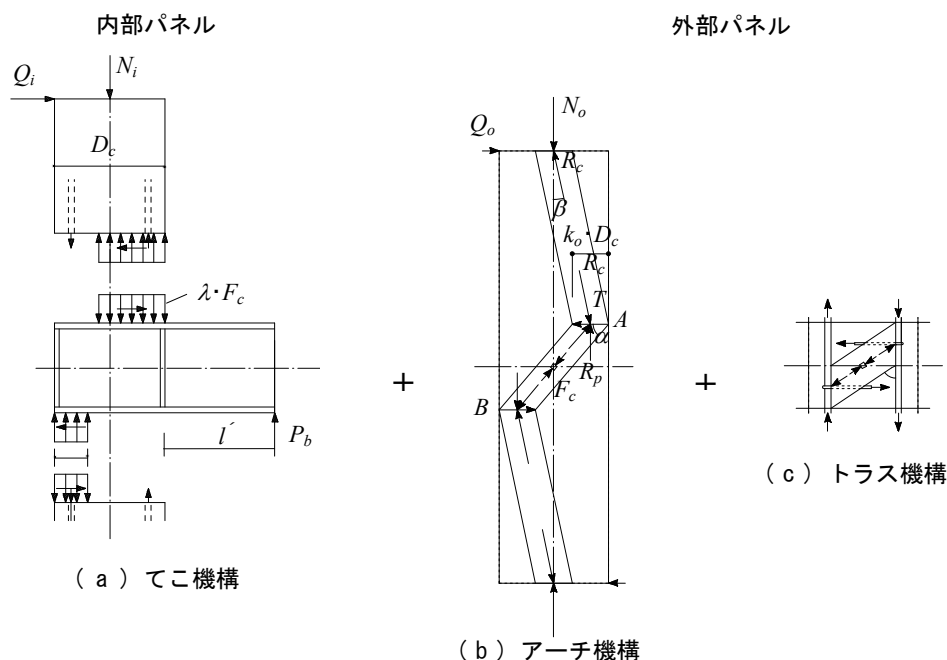


図 - 3 応力伝達機構と抵抗機構

て作用しているものと仮定する。

力のつり合いから、接合部の支圧力によって決定された梁端部の反曲点位置に作用する荷重 P_b は、

$$P_b = \left[\sqrt{(D_c + 2l')^2 + D_c^2} - (D_c + 2l') \right]_s b \cdot \lambda F_c \quad (1)$$

となる。ここに、 λ は支圧効果係数、 F_c はコンクリートの圧縮強度、 D_c は柱せい、 $_s b$ は梁鉄骨フランジ幅、 l' は梁端から部材接合端までの距離である。なお、支圧効果係数 λ の値はコンクリートブロックの部分載荷試験の結果に基づいて、1.5 ～ 2.0 の値を用いる。

外部パネルは、アーチ機構とトラス機構によって外力に抵抗するものとする。

アーチ機構による終局耐力は、図-3 (b) に示すモデルによって評価する。このモデルは、柱および柱梁接合部は、圧縮力にのみ抵抗できるコンクリート圧縮束によって構成されたと考え、部材接合端 A 、 B 点において、これら 2 つの圧縮力と内部パネルから外部パネルに伝達される力 T によってつり合い系が構成されたと考えるものである。

柱梁接合部の内部パネルから外部パネルへの応力伝達は、図-1 で述べたように、鉄骨フランジ上下面に形成される水平圧縮束に作用する圧縮力 C_f によってなされるものと、内部パネルと外部パネルとの間のねじりモーメント M_T によってなされるものの 2 つが存在する。なお、鉄骨フランジ上下面に水平圧縮束を形成させるためには、鉄骨フランジ上下面にせん断補強筋が集中的に配筋されることが必要である。したがって、図-3 (b) に示されたつり合いを成立させるための力 T は、図-4

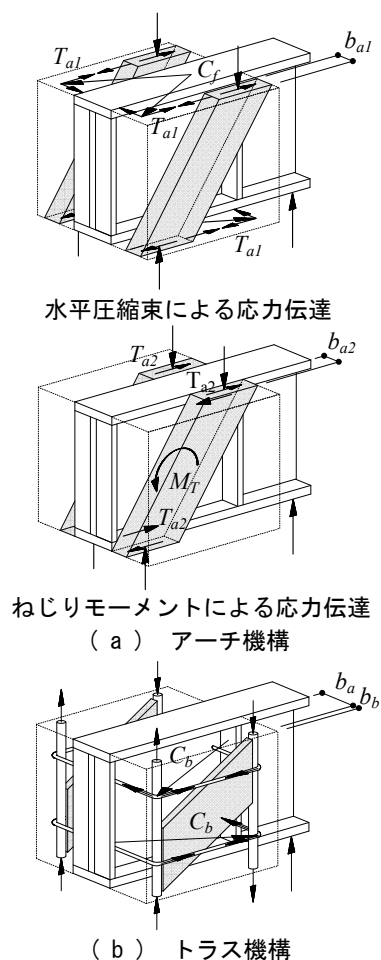


図 - 4 外部パネルの抵抗機構

(a) に示されるように、鉄骨フランジ上下面に配置されるせん断補強筋に作用する引張力 T_{a1} およびねじりモーメント T_{a2} の両者の和によって表現されることを意味している。なお、 T_{a2} は、ねじりモーメント M_T を内部パネ

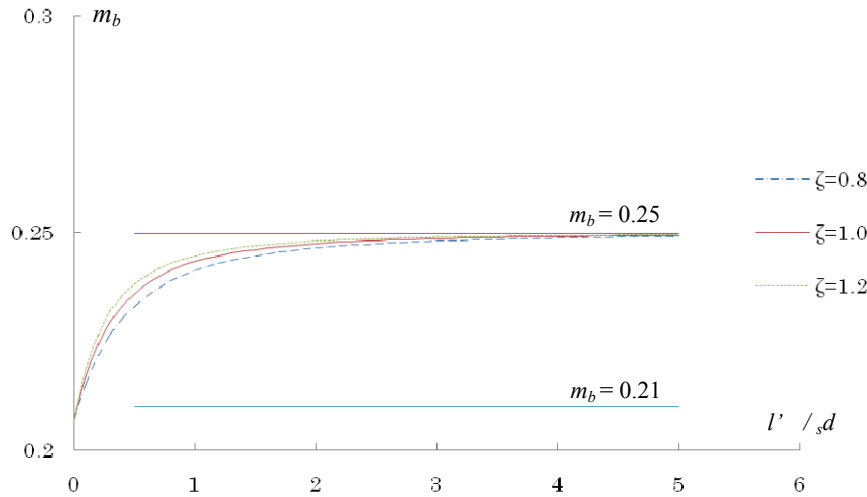


図 - 5 支圧耐力と梁部材長の関係

ルと外部パネルとの境界面で一對の偶力に置換して考えている。したがって、このモデルは、柱梁接合部のコンクリート圧縮束は鉄骨フランジ上下面に配置されるせん断補強筋の引張力 T_{a1} を拘束力とする幅 b_{a1} の圧縮束とねじりモーメント T_{a2} を拘束力とする幅 b_{a2} の圧縮束の幅によって構成されていることを意味している。両者のコンクリート圧縮束のせいを $k_o \cdot D_c$ とし、柱梁接合部のコンクリート圧縮束に作用する圧縮応力度はコンクリートの圧縮強度 F_c に達していると仮定することによって、アーチ機構に対する耐力が求められる。

トラス機構による終局耐力は、図-3 (c) に示すモデルによって評価する。このトラス機構は、図-4 (b) に示すように内部パネルと外部パネルとの間のねじりに伴って、支圧板の内面から外部パネルに向かう圧縮力 C_b によって形成されると考える。

外部パネルの終局耐力は、それぞれ2つの抵抗機構から求められる終局耐力を累加することによって評価できるものとする。このようにして求められた外部パネルの耐力は、前述のように、この耐力を発揮するために必要な応力が内部パネルから外部パネルに伝達される場合のみ適用できることに留意する必要がある。

柱梁接合部の終局支圧耐力は、内部パネルの耐力と外部パネルの耐力を一般化累加することによって求められる。なお、終局せん断耐力は、内部パネルのせん断耐力と外部パネルの耐力を一般化累加することによって求められる。これらの求め方の詳細については、文献 [2] を参照されたい。

2.3 ト字形接合部の耐力設計式の構築に向けた一考察

ト字形接合部に対して示された上述の応力伝達機構および抵抗機構は、内部柱梁接合部の場合と比べて、内部パネルの鉄骨フランジ上下面に作用する支圧応力分布が、図-3 (a) に示すように、梁部材に作用するせん断

力のために点対称とならないことを除いて同じである。

式 (2) は、梁部材のせん断力による支圧応力の影響を明らかにするために、支圧耐力を与える式 (1) を柱梁接合部中心位置のモーメントで表現した支圧耐力 M_b と梁部材長 l' の関係を示したものである。

$$m_b = \left[\sqrt{\left(2\xi \frac{l'}{s d} + 1 \right)^2 + 1} - \left(2\xi \frac{l'}{s d} + 1 \right) \right] \left(\xi \frac{l'}{s d} + \frac{1}{2} \right) \quad (2)$$

ここに、 ξ は、梁せい $s d$ と柱せい D_c との比 $s d / D_c$ である。

図-5 は、式 (2) の計算値を示したものである。縦軸は、接合部中心位置のモーメントで表現した支圧耐力 M_b を $B_c D_c^2 F_c$ で無次元化した値 m_b 、横軸は梁部材長 l' を梁せい $s d$ で無次元化した値 $l' / s d$ である。なお、 B_c は柱幅である。 ξ は、実際の接合部を想定して、梁せい $s d$ と柱せい D_c との比を 0.8, 1.0 および 1.2 としている。 ξ の値に関わらず、 $l' / s d$ が大きくなると支圧耐力は増大し、せん断力の影響のない 0.25 の値に漸近する。実線で示す m_b が 0.21 の値は、内部柱梁接合部の内部パネルの支圧耐力設計式に用いられた支圧応力分布を幅を梁幅 $s b$ 、せいを $0.3 D_c$ とした支圧耐力である。 $l' / s d$ が非常に小さくない限り、 m_b が 0.21 の値は、せん断力の影響を考慮した支圧耐力より大きくなることはない。したがって、ト字形接合部であっても内部柱梁接合部の内部パネルの支圧耐力設計式を用いても安全側の値となると考えられる。一方、内部パネルから外部パネルへの応力伝達に関して、支圧応力分布が点対称でないことによるねじり耐力が、点対称の場合と比較して相違があるのか確認する必要がある。このことが確認できれば、ト字形接合部であっても、簡便性を考慮して、内部柱梁接合部の設計耐力式を用いることが可能であると考えられる。

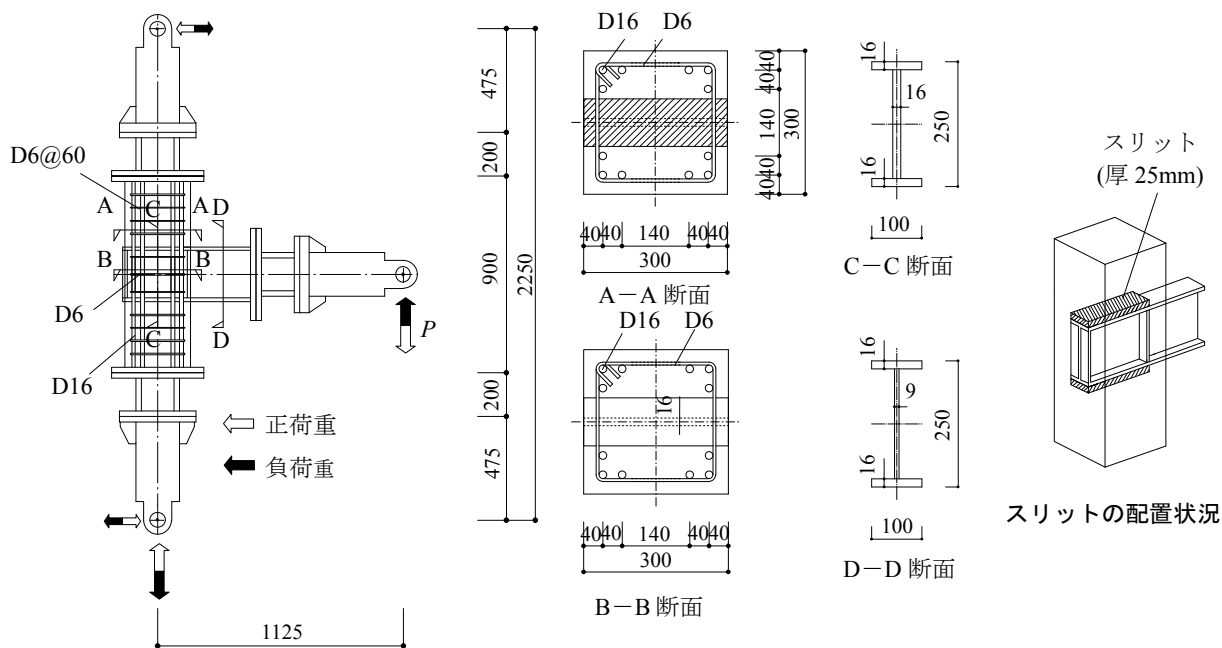


図 - 6 試験体の形状寸法、断面および配筋詳細

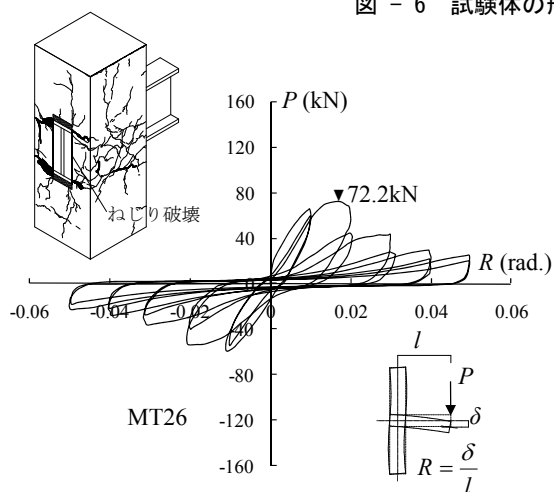


図 - 7 最終破壊状況および履歴曲線

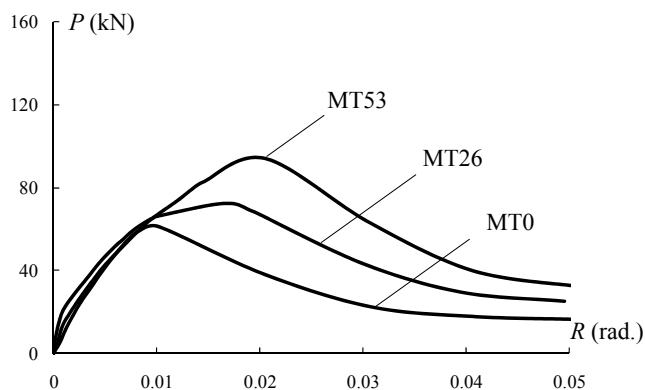


図 - 8 ねじり挙動におよぼせん断補強筋の影響

3. ねじり耐力の確認実験

3.1 実験計画

図-6 に試験体の形状寸法および断面を示す。柱断面は $300 \times 300 \text{ mm}$ 、主筋は D16 を隅角部に 3 本ずつ、計 12 本配筋した。せん断補強筋は D6 を使用し、柱は 60 mm 間隔 ($p_w = 0.35\%$) で配筋した。主筋の定着は、エンドプレートに溶接することによって行った。S 梁主材の公称寸法は BH-250 $\times$ 100 $\times$ 9 $\times$ 16 である。柱梁接合部は、せん断破壊が支圧破壊より先行しないように、鉄骨ウェブパネル厚は 16 mm とした。支圧板厚は 12 mm である。

試験体は、図-6 に示すように、鉄骨フランジ上下面にスリットを設けることによって、支圧力の影響を除去し、ねじりモーメントによる応力伝達の影響を調べる。柱梁接合部のせん断補強筋比 p_w を実験変数とし、せん断補強筋を配筋していない MT0 試験体 ($p_w = 0\%$)、D6

を 80 mm 間隔 ($p_w = 0.26\%$) で配筋した MT26 試験体、D6 を 40 mm 間隔 ($p_w = 0.53\%$) で配筋した MT53 試験体の 3 種類、計 3 体の試験体が計画された。

実験は、柱端を単純支持し、図-6 の矢印によって示すように、梁端に正負漸増繰返し载荷を行った。なお、柱に軸力は負荷していない。

表-1 に使用材料の力学的特性を示す。

3.2 実験結果

図-7 に最終破壊状況および履歴曲線の一例を示す。履歴曲線の縦軸は S 梁端部に負荷した荷重 $P \text{ (kN)}$ 、横軸は部材変形角 $R \text{ (rad.)}$ である。図中の▼印は最大荷重を表している。各試験体、内部パネルと外部パネルの境界がねじりモーメントによって分断されたため、最大荷重発揮後、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。

表 - 1 使用材料の力学的特性

使用材料			降伏応力度 σ_i (N/mm ²)	引張応力度 σ_u (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	備考
鉄骨 (SS400)	ウェブ	t=9mm	324	456	2.02×10^5	1
	ウェブパネル	t=16mm	265	434	2.03×10^5	
	フランジ	t=16mm	265	434	2.03×10^5	
	支圧板	t=12mm	298	465	1.82×10^5	2
	ウェブ	t=9mm	327	416	2.05×10^5	
	ウェブパネル	t=16mm	315	484	2.13×10^5	
	フランジ	t=16mm	315	484	2.13×10^5	
鉄筋 (SD295)	支圧板	t=12mm	325	448	2.15×10^5	1
	主筋	D16	348	522	1.88×10^5	
	せん断補強筋	D6	342	505	1.78×10^5	2
	主筋	D16	355	499	1.88×10^5	
	せん断補強筋	D6	369	498	1.71×10^5	
使用材料			圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	割裂強度 F (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	備考
コンクリート			32.0	2.78	2.59×10^4	1
			42.5	3.13	2.91×10^4	2

※備考 1 : N試験体, MT26試験体, B試験体 2 : MT0試験体, MT53試験体

表 - 2 著者らの提案した内部柱梁接合部の耐力設計式²⁾

柱梁接合部耐力 ${}_pM = \min({}_pM_b, {}_pM_s)$	せん断耐力 ${}_pM_s = {}_iM_s + \min({}_oM_a, {}_oM_T)$ ${}_iM_s = {}_iQ_s \cdot {}_sJ_b$ ${}_iQ_s = {}_iQ_{web} + {}_iQ_{con}$ ${}_iQ_{web} = t_p \cdot D_c \cdot \frac{{}_w\sigma_y}{\sqrt{3}}$ ${}_iQ_{con} = 0.5 \cdot F_c \cdot {}_s b \cdot D_c$ $\text{ただし, } t_{fbp} \geq \sqrt{\frac{1}{12} \cdot \frac{({}_s b - t_p)^2}{f_{bp} \sigma_y} \cdot \frac{3 \cdot n - 2}{n + 6} \cdot F_c}$
支圧耐力 ${}_pM_b = {}_iM_b + \min({}_oM_a, {}_oM_T)$ ${}_iM_b = 0.21 \cdot D_c^2 \cdot {}_s b \cdot \lambda \cdot F_c$ ${}_oM_a = 0.6 \cdot D_c \cdot (B_c - {}_s b) \cdot F_c \cdot {}_s J_b \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$ ${}_oM_T = \left(0.26 + 3.22 \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \frac{B_c}{D_c} \cdot \frac{1}{F_c} \right) \cdot \left(\frac{{}_s d^2 \cdot (3 \cdot D_c - {}_s d) \cdot F_c}{6} \right) + \frac{\mu \cdot 0.3 \cdot D_c \cdot {}_s b \cdot \lambda \cdot F_c \cdot {}_s d^2}{h - {}_s d}$	

〔記号〕 ${}_iM_b$: 支圧耐力, ${}_oM_a$: 外部パネルの耐力, ${}_oM_T$: ねじり耐力, ${}_iQ_s$: 内部パネルのせん断耐力, ${}_iQ_{web}$: 鉄骨ウェブパネルのせん断耐力, ${}_iQ_{con}$: 内部パネルのコンクリートのせん断耐力, h : 柱反曲点間距離, D_c : 柱せい, B_c : 柱幅, ${}_s b$: 梁幅, ${}_s J_b$: 鉄骨フランジ重心間距離, t_p : 鉄骨ウェブパネル厚, t_{fbp} : 支圧板厚, λ : 支圧効果係数で 1.5, F_c : コンクリートの圧縮強度, α : 外部パネルのコンクリート圧縮束の角度, p_w : 接合部のせん断補強筋比, σ_{wy} : せん断補強筋の降伏応力度, ${}_w\sigma_y$: 鉄骨ウェブパネルの降伏応力度, μ : 鉄骨とコンクリートの摩擦係数で 0.211

図-8に履歴曲線の正荷重時の包絡線を示す。縦軸はS梁端部に負荷した荷重 P (kN), 横軸は部材変形角 R (rad.) である。各試験体とも最大耐力発揮後、急激に耐力が低下している。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との間のコンクリートがねじり破壊したためである。せん断補強筋を有する試験体の最大荷重は、有しない試験体に比べて大きく、せん断補強筋量に伴って増大する。せん断補強筋量に伴って、最大荷重を発揮する部材変形角が大きい。これは、内部パネルと外部パネルとの間のコンクリートがねじり破壊した

後、ねじりに伴って、せん断補強筋に引張力が作用し、その結果コンクリートに圧縮力が作用する為である。

図-9にねじり耐力とせん断補強筋比の関係を示す。縦軸はねじり耐力 M_T , 横軸はせん断補強筋比 p_w に関する量である。●印は実験値、破線は既往の内部柱梁接合部の実験より得られたねじり耐力²⁾である。なお、このねじり耐力は表-2の ${}_oM_T$ 式の第1項を示したものである。ト字形接合部のねじり耐力は、内部柱梁接合部のねじり耐力と同様、せん断補強筋比に伴って増大し、その耐力は内部柱梁接合部の耐力とほぼ一致する。

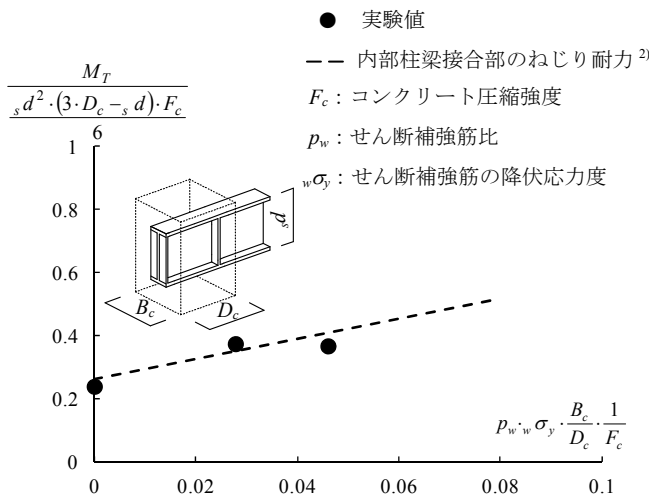


図 - 9 ねじり耐力とせん断補強筋比の関係

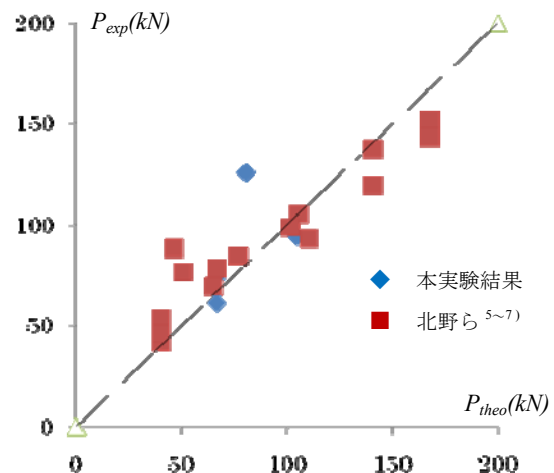


図 - 10 実験値と計算値との対応

したがって、既往の研究で提案された内部柱梁接合部の耐力式²⁾をト字形接合部に直接応用することによって、ト字形接合部の耐力を評価することが可能であると考えられる。

4. 耐力設計式の妥当性

図-10は、表-2に示す著者らが提案した内部柱梁接合部の耐力設計式²⁾を用いて求められた計算値と実験値との対応を示す。縦軸は実験値、横軸は計算値である。◆は著者らの実験結果⁴⁾、■は北野ら^{5~7)}の実験結果を示している。なお、北野らの実験では、梁鉄骨をRC柱に貫通させた試験体よりも、埋め込まれた試験体が多い。この場合の耐力算定は、表-2に示す M_b および M_T の D_c を梁鉄骨の埋め込み長さに置き換えて計算している。実験値 P_{exp} と計算値 P_{theo} との比 P_{exp} / P_{theo} の平均値、標準偏差および変動係数は1.11、0.262および23.6%となる。若干ばらつきは見られるが、計算値によって実験値をほぼ評価できると考えられる。

5. 結語

- 1) 内部柱梁接合部の考えを応用して、ト字形柱梁接合部の応力伝達機構および抵抗機構が示された。
- 2) ト字形柱梁接合部の場合、内部柱梁接合部と比較して、梁部材に作用するせん断力の影響で内部パネルのフランジ上下面に作用する支圧応力分布が点対称とならないが、内部パネルの支圧応力分布を内部柱梁接合部の耐力式と同様に仮定すれば、内部パネルの支圧耐力は安全側の結果を与えることが示された。
- 3) 梁部材に作用するせん断力の影響で、内部パネルのフランジおよび支圧板内面に作用する支圧応力分布が点対称とならないが、この場合でも内部柱梁接合部で示されたねじり耐力式を用いることが可能である。

- 4) ト字形柱梁接合部の耐力は、内部柱梁接合部で提案された耐力式を用いて評価できることが示された。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混構造の設計と施工, 2001.1
- 2) 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に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.75, No.654, pp.1557-1565, 2010.8
- 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) 西村泰志, 永峰頌子：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, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp.1459-1462, 2013.8
- 5) 北野敦則, 津崎一潤, 西村康志郎, 後藤康明：鉄骨梁がRC柱に直交して埋め込まれるト形接合部に関する実験的研究 その1 試験体概要および破壊性状, その2 荷重変形関係及び最大耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp.1455-1458, 2013.8
- 6) 北野敦則, 馬場望：鉄骨梁の埋込みが浅い柱RC梁S造ト形柱梁接合部の力学的性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp.1319-1320, 2014.9
- 7) 北野敦則, 馬場望：柱RC梁S造ト形柱梁接合部における内部要素の支圧耐力に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp.1341-1342, 2015.9