

(29) 柱RC・梁Sとする柱梁接合部の内部パネルのせん断破壊性状

吉田 幹人¹・堀江 耕平¹・西村 泰志²

¹正会員 大阪工業大学大学院 工学研究科建築学専攻 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5丁目16-1)
E-mail:miki_601203@yahoo.co.jp

²正会員 大阪工業大学教授 工学部建築学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5丁目16-1)
E-mail:nishimura@archi.oit.ac.jp

柱RC・梁Sとする構造の柱梁接合部に関して、S部材からRC部材の応力伝達機構については多くの知見が得られているが、鉄骨フランジに囲まれた内部パネルのせん断破壊性状については不明な点が多い。本研究は、S梁がRC柱を貫通する最も基本的な接合部形式を対象として、内部パネルのせん断破壊性状を実験的に明らかにするものである。実験結果から、内部パネルの破壊性状は、載荷長さによって斜張力破壊、斜め圧縮破壊、直接せん断による破壊と破壊モードが異なることを示した。また、内部パネルのコンクリートのせん断強度は支圧板の板厚に依存することを示した。実験結果に基づいて内部パネルのコンクリートのせん断抵抗機構を示し、耐力評価法を提案した。

Key Words : RCS Structure, Beam-Column Joint, Through Beam Type, Inner Panel, Web of Transverse Beam, Resistance Mechanism

1. 序

柱鉄筋コンクリート・梁鉄骨（以下RCSという）構造は、軸力に強い鉄筋コンクリート（以下、RCという）を柱に、曲げやせん断力に優れた性能を有する鉄骨（以下、Sという）を梁に用いることで、部材の特性を適材適所に活用した構造である。このような柱RC・梁Sとする構造の柱梁接合部に関して様々なディテールが提案され¹⁾、S部材からRC部材の応力伝達機構については多くの有益な知見が得られているが、鉄骨フランジに囲まれた内部パネルのせん断破壊性状に関して不明な点が多い。このような観点か

ら、本研究は、S梁がRC柱を貫通するRCS柱梁接合部のディテールを対象として、内部パネルのせん断破壊性状を実験的に明らかにすることを目的とする。

2. 対象とする接合部ディテールと抵抗機構

本研究で対象とする梁貫通形式のRCS柱梁接合部のディテールを図-1に示す。この接合部ディテールはRC柱表面のS梁が取り付く部分のSフランジ間に支圧板が設けられているのみであり、RC部分は

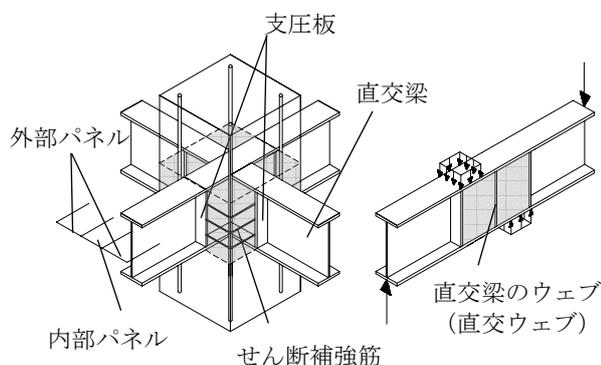


図-1 接合部のディテール

表-1 試験体一覧

試験体名	直交ウェブの有無	支圧板厚 t_b (mm)	直交ウェブ厚 t_w (mm)	載荷長さ x (mm)
W0S4	無	4.5	6	0 ^{*1}
W0S9		9		0
W0S12		12		0
W5S4		4.5		50
W5S9		9		50
W5S12		12		50
W10S4		4.5		100
W10S9		9		100
W10S12		12		100
W0S6		有		6
W5S6	6		50	
W10S6	6		100	

*1 集中荷重を負荷する試験体

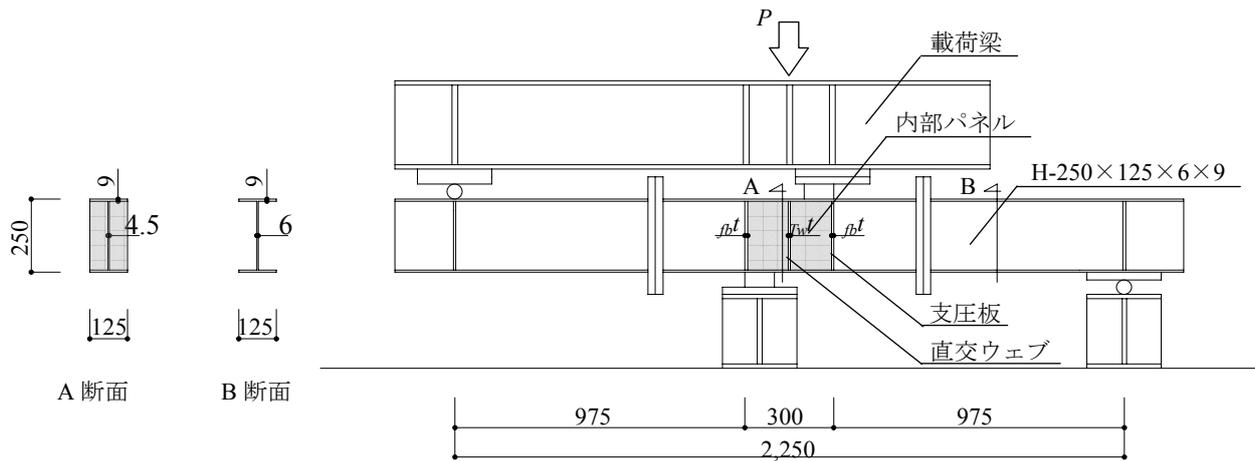


図-2 試験体詳細および載荷方法

表-2 使用材料の力学的特性

使用材料 鉄骨	降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)
支圧板厚 4.5 mm, 12 mm			
ウェブ $t=6.0$	331	441	1.96×10^5
フランジ $t=9.0$	321	446	2.04×10^5
支圧板, ウェブ $t=4.5$	212	327	2.02×10^5
支圧板 $t=12.0$	327	462	2.07×10^5
支圧板厚 6.0 mm			
ウェブ $t=4.5$	320	426	2.01×10^5
フランジ $t=9.0$	280	404	1.98×10^5
支圧板, 直交ウェブ $t=6.0$	272	417	2.01×10^5
支圧板厚 9.0 mm			
ウェブ $t=6.0$	423	493	2.04×10^5
ウェブ $t=4.5$	208	312	1.94×10^5
フランジ $t=9.0$	271	381	2.35×10^5
支圧板 $t=9.0$	334	449	2.07×10^5
使用材料 コンクリート	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)
支圧板厚 4.5 mm, 12 mm	21.7	2.39	2.31×10^4
支圧板厚 6.0 mm	26.8	2.26	2.26×10^4
支圧板厚 9.0 mm	28.3	2.72	2.50×10^4

内部パネルのせん断破壊性状を明らかにしようとするものである。

3. 実験計画

図-2に試験体の形状寸法を示す。試験体のSはH-250×125×6×9、梁の全長は2,250mmである。図-1に示す柱側面に取り付けられた縦スチフナ（以下、支圧板という）とフランジによって囲まれた幅300mmの部分にコンクリートが充填されている。これは、RCS柱梁接合部の内部パネルを再現している。また、試験体の中央に縦スチフナを設けた試験体を計画した。これは、直交梁を有するRCS柱梁接合部の内部パネルを想定し、直交梁のウェブ（以下、直交ウェブという）を取り付けたことに対応する。なお、本研究では内部パネルのせん断破壊が先行するように、各試験体とも鉄骨ウェブパネル厚は4.5mmとした。

実験変数は、支圧板の板厚 fbt 、直交ウェブの有無および載荷長さ x である。支圧板の板厚は4.5mm, 6.0mm, 9.0mm, 12mmの4種類、載荷長さはこの機構に基づく支圧応力度分布を想定し、図-3に示すように、等分布荷重の長さを50mmおよび100mmとするもの、比較の為に支圧板に集中荷重を負荷するものの3種類である。これらの実験変数の組み合わせによって、計12体の試験体が計画された。表-1に試験体一覧を示す。

載荷は、図-2に示すように大野・荒川式の実験装置によって、試験体に逆対称荷重を作用させるものである。なお、載荷は単調載荷とする。表-2に使用材料の力学的特性を示す。

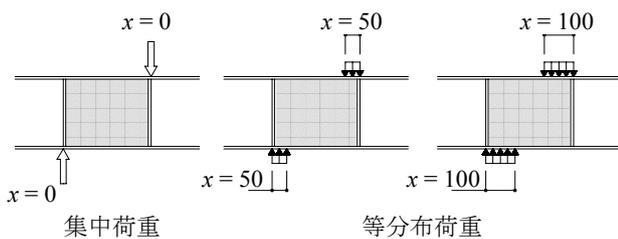


図-3 載荷長さ

柱梁接合部にせん断補強筋のみ配置されている最も単純なディテールである。なお、本研究では図-1に示すように直交梁を有するものも対象とする。

RCS柱梁接合部における抵抗機構として、S梁に逆対称荷重が作用すると、RC柱に埋め込まれたS梁の鉄骨フランジ上下面に支圧力が作用する。したがって、内部パネルには鉄骨フランジから支圧力が作用する。本研究ではこのような応力状態を再現し、

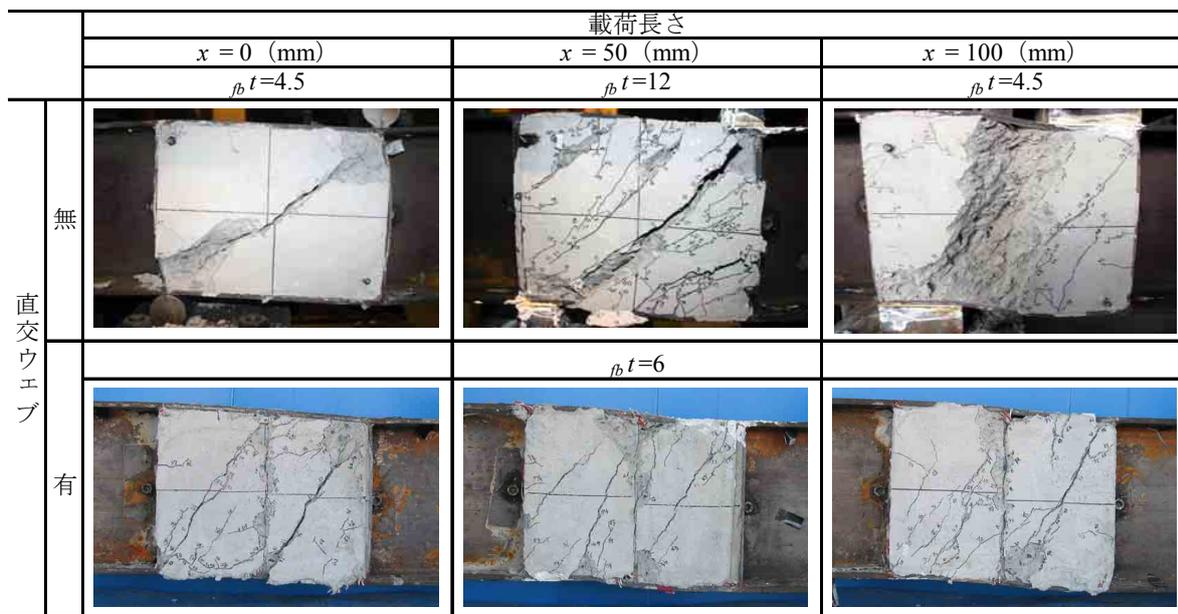


図-4 最終破壊状況

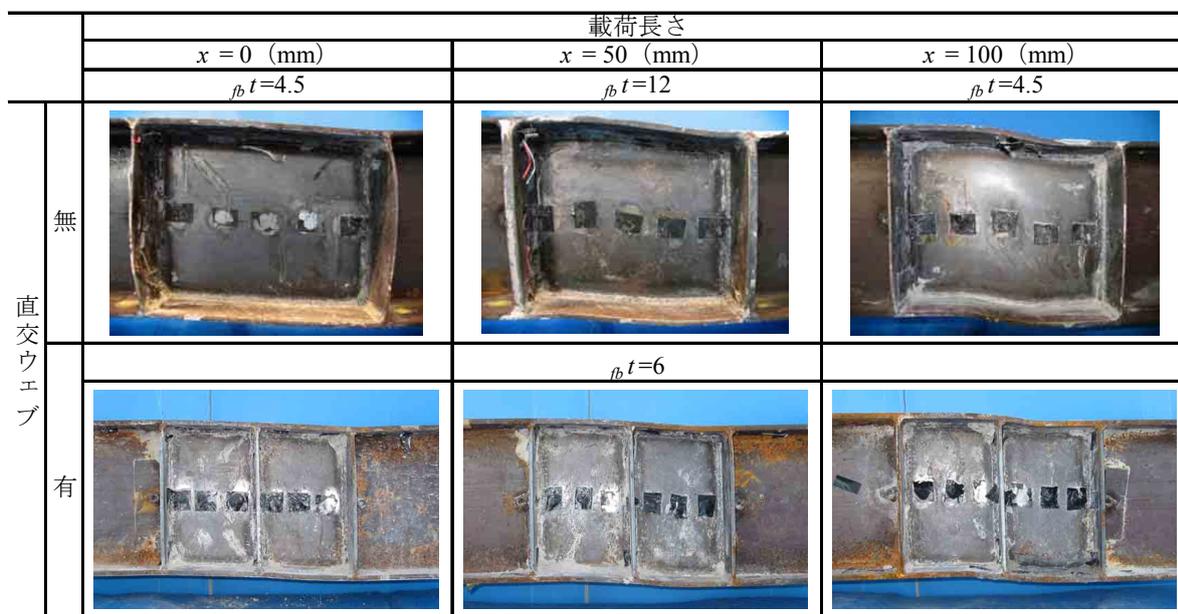


図-5 コンクリート除去後の鉄骨パネル部の変形状況

4. 実験結果

(1) 最終破壊状況

図-4に各試験体の代表的な最終破壊状況を示す。図-5に各試験体のコンクリート除去後の鉄骨パネル部の変形状況を示す。直交ウェブがない場合、集中荷重と50mmの等分布荷重を負荷し、支圧板厚4.5mmの試験体の場合、載荷点から支点に向けて斜張力ひび割れが発生し、変形の増大に伴って、ひび割れ幅は大きくなり斜張力破壊の様相を呈する。一方、集中荷重と50mmの等分布荷重を負荷し、支圧

板厚9.0mmおよび12mmの場合、コンクリート全面にひび割れが発生し、一様な圧縮場を構成するひび割れ状況となり、変形の増大に伴って載荷点近傍のコンクリートが圧壊し剥離した。100mmの等分布荷重を負荷した試験体では、支圧板厚に関わらず内部パネル中央付近に発生するひび割れ角度は大きくなり、コンクリートの剥離も顕著で、直接せん断の破壊状況が観察された。実験終了後、コンクリートを除去すると、各試験体のウェブパネルにせん断座屈が観察された。また、集中荷重および50mmの等分布荷重を負荷した試験体では、支圧板が面外に変形している状況が観察されたが、100mmの等分布荷重

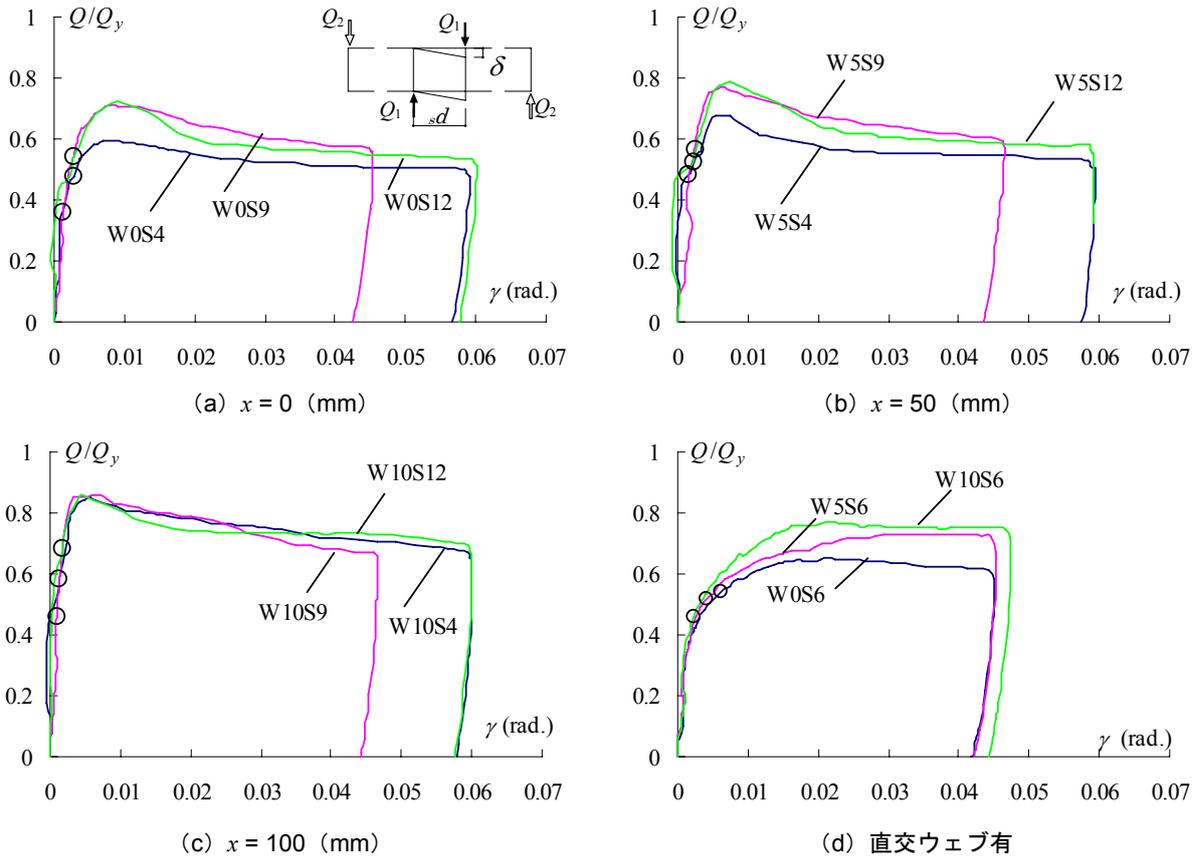


図-6 荷重変形関係

を负荷した試験体では、支圧板の変形は観察されなかった。

直交ウェブがある場合、载荷長さに関わらず各試験体とも支圧板と直交ウェブの間に斜張力ひび割れが発生し、変形の増大に伴ってひび割れ幅が大きくなる。しかしながら、ひび割れ幅の拡大は集中荷重を负荷した試験体が最も顕著であり、50mmと100mmの等分布荷重を负荷した試験体では、载荷長さが大きい試験体ほどひび割れ幅の顕著な拡大は観察されなかった。直交ウェブがある試験体に関して、载荷長さが大きくなるほどフランジの変形は顕著になるが、支圧板の変形はほとんど観察されなかった。なお、直交ウェブがある試験体では、ウェブパネルのせん断座屈は観察されなかった。

(2) 荷重変形関係

図-6に各試験体の荷重変形関係を示す。縦軸は、内部パネルに作用するせん断力 Q を降伏せん断力 Q_y で無次元化した値、横軸は内部パネルのせん断ひずみ γ である。内部パネルに作用するせん断力 Q 、せん断ひずみ γ は図-6に示すように、

$$Q = Q_1 - Q_2, \quad \gamma = \delta / s d \quad (1)$$

降伏せん断力 Q_y は

$$Q_y = w t_{sB} d \cdot \sigma_y / \sqrt{3} + b_{sB} d \cdot \sigma_B / 2 \quad (2)$$

とした。ここに、

- b : 梁幅 (mm)
- $sB d$: 梁のフランジ重心間距離 (mm)
- $w t$: 鉄骨ウェブの厚さ (mm)
- σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- $w \sigma_y$: 鉄骨ウェブの降伏応力度 (N/mm²)

なお、この式は、鉄骨ウェブパネルとコンクリートパネルの累加によって降伏せん断耐力を評価したもので、特に、コンクリートパネルのせん断強度は、コンクリートが完全に拘束されている状態を想定して求められている。図中の○は斜張力ひび割れ発生荷重である。

直交ウェブがない試験体では、最大荷重發揮後、徐々に荷重が低下するが、その低下は大きくなく、大変形時にはほぼ一定の荷重を保持している。集中荷重と载荷長さ 50mm に着目すると、支圧板が厚いほど、最大荷重は大きくなるが、支圧板厚 9mm と 12mm は、ほぼ同じである。これは、フランジ厚が 9mm、支圧板厚 12mm の場合、フランジが先行して変形する為、支圧板厚 9mm の試験体とほぼ同じになると考えられる。このことから、直交ウェブがない場合、内部パネルのコンクリートのせん断強度は、

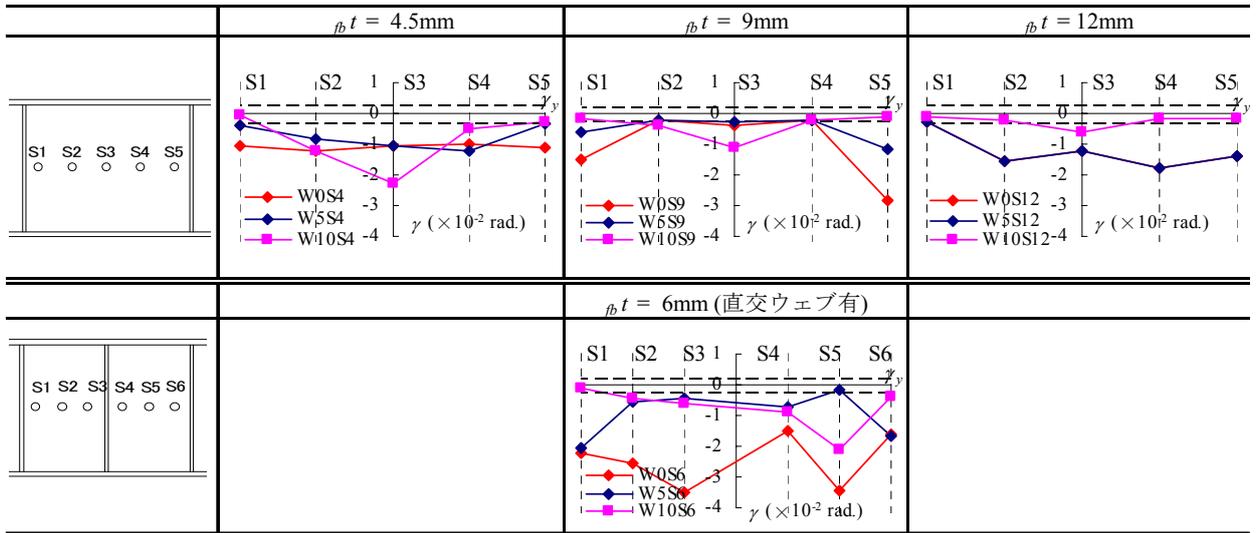
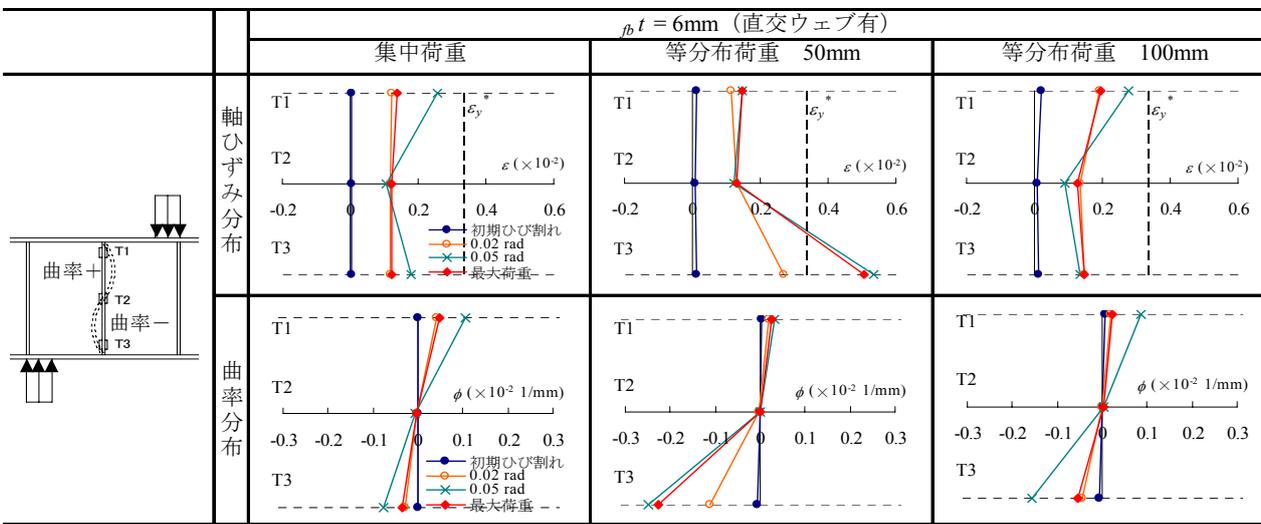


図-7 鉄骨パネルのせん断ひずみ度分布（最大荷重時）



*) ϵ_y : 0.2%オフセット法によって求められた値である。

図-8 直交ウェブの軸ひずみ度および曲率分布

コンクリートを拘束するフランジあるいは支圧板の板厚に依存していることがわかる。一方、載荷長さ100mmの場合、支圧板厚に関係なく最大荷重はほぼ同じとなった。これは、最終破壊状況で示されたように、載荷長さ100mmの場合、直接せん断の破壊状況を示すため、前述のように支圧板厚が最大荷重に影響しないためである。

直交ウェブがある場合、各試験体とも斜張力ひび割れ発生後、0.005 (rad.)程度で剛性が低下し、その後徐々に荷重が増大し、最大荷重を發揮した。最大荷重發揮後、荷重の低下はみられず、W0S6試験体を除いて、変形の増大に伴って荷重が増加する。これは、内部パネル中央に直交ウェブが設けられているため、直交ウェブと支圧板によってコンクリートが拘束され、荷重を保持していたと考えられる。

(3) 鉄骨パネルのせん断ひずみ度分布

図-7に各試験体の鉄骨ウェブパネルの最大荷重時のせん断ひずみ度分布を示す。縦軸はせん断ひずみ度 γ 、横軸はゲージ貼付位置を示す。図中の破線は鉄骨ウェブパネルの降伏せん断ひずみ度 γ_y を示す。最大荷重時には、載荷長さが100mmの場合、S1、S5およびS6の点ではせん断降伏していないが、各試験体とも他の位置では、直交ウェブの有無に関わらず鉄骨ウェブパネルはせん断降伏している。

(4) 直交ウェブの軸ひずみ度分布および曲率分布

図-8に内部パネル中央に設けられた直交ウェブの軸ひずみ度分布および曲率分布を示す。縦軸はゲージ貼付位置、横軸は軸ひずみ度および曲率を示す。図中の破線は、直交ウェブの降伏ひずみ度 ϵ_y を示す。直交ウェブは各試験体とも載荷長さに関わらず、T1、T3の点で載荷初期から引張力が作用している。これは、直交ウェブがフランジの面外変形を拘束す

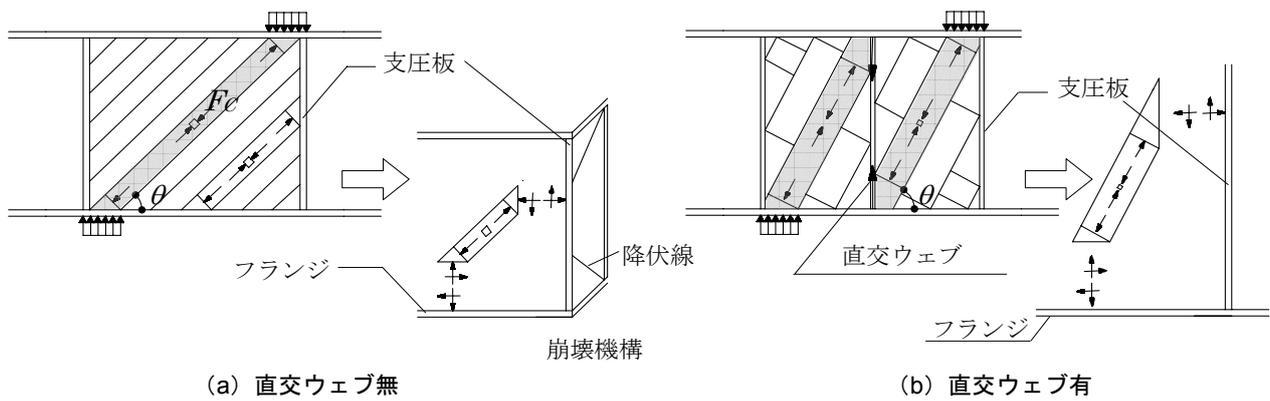


図-9 コンクリートパネルのせん断抵抗機構

るとともに、コンクリート圧縮束に作用する圧縮力の鉛直成分を負担する働きを有しているためと考えられる。また、曲率分布をみるとT1、T3の点で曲率が大きくなり、直交ウェブのほぼ中央部で曲率が反転している。これは、内部パネルのコンクリートを拘束しているためであると考えられる。

5. 内部パネルのせん断抵抗機構と耐力評価法

内部パネルのせん断耐力 iQ_U は、鉄骨ウェブパネルのせん断耐力 wQ_U とコンクリートパネルのせん断耐力 ciQ_U から、

$$iQ_U = wQ_U + ciQ_U \quad (3)$$

として評価できると考える。

(1) 鉄骨ウェブパネルのせん断耐力

鉄骨ウェブパネルは、前述の実験結果から、直交ウェブの有無に関わらず全領域せん断降伏していると仮定する。したがって、鉄骨ウェブパネルのせん断耐力 wQ_U は鉄骨ウェブパネルはせん断応力度が一樣に分布している純せん断状態を仮定して、

$$wQ_U = (B D - 2_{fr} t)_{w} t \cdot w \sigma_y / \sqrt{3} \quad (4)$$

によって求める。

(2) コンクリートパネルのせん断耐力

a) 直交ウェブがない場合

最終破壊状況から図-9 (a) に示すような圧縮場を仮定する。

コンクリートパネルのせん断耐力 ciQ_U は、載荷点と支点を結ぶ圧縮束から求まるせん断耐力 cQ_{U1} とその他に形成される圧縮束から求まるせん断耐力 cQ_{U2} 、支圧板の終局曲げ耐力に依存するせん断耐力 $_{fr}Q_U$ およ

びフランジの終局曲げ耐力に依存するせん断耐力 $_{fr}Q_{U1}$ から、

$$ciQ_U = cQ_{U1} + \min(cQ_{U2}, _{fr}Q_U, _{fr}Q_{U1}) \quad (5)$$

によって評価できると考える。

載荷点と支点を結ぶ圧縮束は、直接力が伝達されるため圧縮束に作用する応力度は、コンクリートの圧縮強度まで期待できると考える。したがって、このコンクリート圧縮束から求められるせん断耐力 cQ_{U1} は、

$$cQ_{U1} = x \cdot (B b - w t) \cdot \sin^2 \theta \cdot \sigma_B \quad (6)$$

となる。

一方、その他に形成される部分の圧縮束について考えると、コンクリート圧縮束に作用する圧縮応力度が圧縮強度まで発揮できるとして求まるせん断耐力は cQ_{U2} は、

$$cQ_{U2} = (B D - 2_{fr} t) \cdot (B b - w t) \cdot \sigma_B \cdot \sin \theta \cos \theta \quad (7)$$

となる。

また、一樣に形成される圧縮束は、支圧板およびフランジによって拘束されている。したがって、コンクリート圧縮束に生ずる圧縮応力度は、図-9 (a) に示すように、支圧板およびフランジに垂直に作用する力は支圧板およびフランジを押し広げる働きとなる為、支圧板あるいはフランジの終局曲げ耐力に依存する。支圧板およびフランジに依存するせん断耐力 $_{fr}Q_U$ 、 $_{fr}Q_{U1}$ は、図-9 (a) に示すように等分布荷重を受ける3辺固定一端自由とする板の崩壊機構を仮定し、上界の定理より、

$$_{fr}Q_U = (B D - 2_{fr} t) \cdot (B b - w t)_{fr} w_u \cdot \tan \theta \quad (8)$$

$$_{fr}Q_{U1} = (c D - _{fr} t - x) \cdot (B b - w t)_{fr} w_u \quad (9)$$

によって求めることができる。ここで w_u は板の崩壊荷重であり、

$$w_u = \frac{24 \cdot (n+6)}{(b-b_w t)^2 \cdot (3n-2)} \cdot m_p \quad , \quad m_p = \frac{t^2}{4} \cdot \sigma_y \quad (10)$$

である。ここに t は支圧板あるいはフランジの板厚、 σ_y は支圧板あるいはフランジの降伏応力度である。なお (10) 式より、コンクリート圧縮束に作用する圧縮応力度が、コンクリート圧縮強度を發揮させる為に必要とする支圧板の必要板厚 $\beta_b t$ は、

$$\beta_b t = \sqrt{\frac{\sigma_B}{6\beta_b \sigma_y} \cdot \frac{(3n-2)}{(n+6)} \cdot (b-b_w t)^2 \cdot \sin \theta \cos \theta} \quad (11)$$

となる。

b) 直交ウェブがある場合

最終破壊状況から図-9 (b) に示すような圧縮束を仮定する。各試験体とも載荷点あるいは支点から直交ウェブと下あるいは上フランジの交点を結ぶ傾きで圧縮束が形成されると仮定する。直交ウェブは、圧縮束に作用する圧縮力の鉛直成分を引張力によって抵抗する働きを有していると考えられる。

コンクリートパネルのせん断耐力 $T_c Q_U$ は、載荷点と直交ウェブを結ぶ圧縮束の圧縮応力度がコンクリート圧縮強度に達することによって求まるせん断耐力 $c Q_{U1}$ と直交ウェブの引張強度に依存するせん断耐力 $T Q_U$ の最小値と、その他の一様に形成される圧縮束の圧縮応力度がコンクリート圧縮強度に達することによって求まるせん断耐力 $c Q_{U2}$ 、支圧板の終局曲げ耐力に依存するせん断耐力 $\beta_b Q_U$ およびフランジの終局曲げ耐力に依存するせん断耐力 $f_r Q_{U2}$ の最小値より、

$$T_c Q_U = \min(c Q_{U1}, T Q_U) + \min(c Q_{U2}, \beta_b Q_U, f_r Q_{U2}) \quad (12)$$

として評価できると考える。

$c Q_{U1}$ は (6) 式による。一方、直交ウェブに依存するせん断耐力 $T Q_U$ は、

$$T Q_U = T_w t \cdot (b-b_w t) \cdot T_w \sigma_y \quad (13)$$

によって求める。なお、他の部分の圧縮束については直交梁なしの場合と同じであり、 $c Q_{U2}$ は (7) 式、 $\beta_b Q_U$ は (8) 式によって求められる。一方、フランジに依存するせん断耐力は $f_r Q_{U2}$ は、

$$f_r Q_{U2} = \left(\frac{c D - T_w t - x}{2} \right) \cdot (b-b_w t) \cdot f_r w_u \quad (14)$$

表-3 実験値と計算値の一覧

試験体名	直交ウェブ	実験値	計算値	実験値/計算値	
		$Q_{exp.}$ (kN)	$Q_{theo.}$ (kN)	$Q_{exp.}/Q_{theo.}$	
W0S4	無	274	168	1.64	
W5S4		311	236	1.32	
W10S4		392	464	0.84	
W0S9		396	374	1.06	
W5S9		430	468	0.918	
W10S9		478	548	0.871	
W0S12		332	422	0.787	
W5S12		356	491	0.725	
W10S12		392	464	0.846	
W0S6		有	382	377	1.01
W5S6			429	541	0.793
W10S6			480	657	0.731

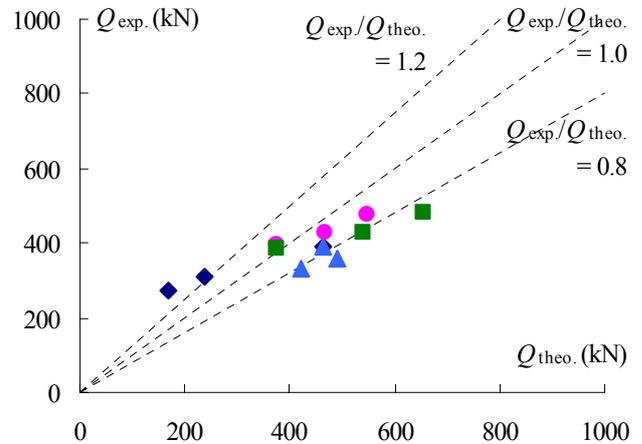


図-10 実験値と計算値の分布

によって求められる。ここに、

- $B D$: 梁せい (mm)
- $C D$: 柱せい (mm)
- $f_r t$: 鉄骨フランジの厚さ (mm)
- $\beta_b t$: 支圧板の厚さ (mm)
- $T_w t$: 直交ウェブの厚さ (mm)
- $\beta_b \sigma_y$: 支圧板の降伏応力度 (N/mm²)
- $T_w \sigma_y$: 直交ウェブの降伏応力度 (N/mm²)
- $f_r w_u$: 鉄骨フランジの崩壊荷重 (N/mm²)
- $\beta_b w_u$: 支圧板の崩壊荷重 (N/mm²)
- x : 載荷長さ (mm)
- θ : 圧縮束のなす角度
- n : 辺長比
- m_p : 単位長さ当りの全塑性モーメント (Nmm)

6. 耐力評価法の検討

図-10は実験値と計算値との対応を示す。縦軸は実験値 $Q_{exp.}$ 、横軸は計算値 $Q_{theo.}$ である。表-3に提案さ

れた耐力評価法を用いて得られた計算値を示す。

なお、直接せん断によって破壊した試験体の直接せん断耐力 Q_U は、鉄骨ウェブパネルのせん断耐力 Q_U 、コンクリートの直接せん断耐力 Q_{U3} およびフランジの直接せん断耐力 Q_{U3} によって、

$$Q_U = Q_U + Q_{U3} + Q_{U3} \quad (15)$$

として評価している。

鉄骨ウェブパネルのせん断耐力は(4)式によって求めることができる。コンクリートパネルの直接せん断耐力 Q_{U3} は、コンクリートのせん断強度を $0.5\sigma_B$ とすることにより、

$$Q_{U3} = (D - 2t) \cdot (b - t) \cdot 0.5\sigma_B \quad (16)$$

によって求められる。一方、フランジの直接せん断耐力 Q_{U3} については、最終破壊状況よりフランジの曲げ変形が顕著に観察される為、フランジの全塑性モーメントにより、

$$Q_{U3} = \frac{4}{(D - 2x)} \cdot M_p, \quad M_p = \frac{b \cdot t^2}{4} \cdot \sigma_y \quad (17)$$

によって求められる。ここに、

σ_y : フランジの降伏応力度 (N/mm²)

M_p : フランジの全塑性モーメント (Nmm)

直交ウェブのない試験体では、支圧板厚が薄い試験体では、計算値は実験値を過小評価する傾向にある。一方、直交ウェブのある試験体は、荷重長さが長くなるにつれて、計算値が実験値を過大評価する傾向にある。

しかしながら、各試験体とも大部分は実験値と計算値の比が0.8~1.2の範囲に分布しており、ほぼ評価できて

いると考えられる。

また、(11)式の計算値から、支圧板厚4.5mmの試験体では板が薄い為、圧縮束の圧縮応力度はコンクリートの圧縮強度に達しないこと、また、支圧板厚9mm, 12mmの試験体では、コンクリートの圧縮強度を発揮することが予測でき、このことは破壊状況と合致した結果となりコンクリートパネルの抵抗機構として、ほぼ妥当なものと考えられる。

これらのことを踏まえてさらに精度を上げるために耐力評価法について今後さらに詳細に検討する予定である。

結語

内部パネルのせん断破壊性状を実験的に検討した結果、以下の知見が得られた。

- 1) 荷重長さ100mmの場合を除いて、直交ウェブのない試験体の最大荷重は、支圧板の板厚に依存する。
- 2) 直交ウェブのない試験体は最大荷重発揮後荷重が低下するのに対して、直交ウェブがあるものは変形の増大に伴い集中荷重を受けるものを除いて荷重が増大する。
- 3) 破壊状況から、内部パネルの抵抗機構が示された。
- 4) 抵抗機構に基づいた耐力評価法が提案された。実験値と計算値の比が0.8~1.2の範囲に分布しており、ほぼ評価していると考えられるが、個々の試験体では計算値と実験値が対応していないものもあり、今後さらに詳細に検討する必要がある。

参考文献

- 1) 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.

SHEAR BEHAVIOR OF INNER PANEL OF S BEAM – RC COLUMN JOINT

Mikihito YOSHIDA, Kouhei HORIE and Yasushi NISHIMURA

To clarify the shear behavior of the inner panel for RCS system, twelve specimens were tested under monotonic loading. the experimental variables are the thickness of face bearing plate, the length of loading region and so on. From the test results, an analytical model of the inner panel failing in shear were proposed. It was composed of two elements, that is, web panel and concrete panel surrounded by face bearing plate and steel frange.

Based on this model, an analytical formula were proposed. It was shown that the predictions are good agreement with the test results.