

既存鉄骨造における柱梁仕口の力学的挙動

辻岡 静雄*

Mechanical Behavior of Semi-Rigid Beam-to-Column Connection in Existing Steel Structure

Shizuo TSUJIOKA

This study is planned to clarify the seismic performance for existing steel structure using rolled-H section members. The cyclic loading tests of five welded beam-to-column connections are reported. From the results of these tests, the hysteresis characteristics, the skeleton curve, the rotation rigidity, the ultimate strength and the cumulative rotation capacity are clarified.

Keywords : beam-to-column connection, seismic performance, triangular plate, non-stiffener, semi-rigid

1 序

鉄骨骨組は多くの部材を、工場または工事現場で接合し組立てることで構成されている。国内で発生した地震による鉄骨構造の被害では、柱梁接合部、筋かい接合部および柱脚部などの接合部被害例がきわめて多く、接合部の施工性、作業性と共に製作品質の良否は、骨組全体の安全性に大きく影響する。

鉄骨骨組が地震や台風などの水平力を受けたときに剛接合の柱端、梁端には大きな曲げモーメントが生じ、柱梁接合部のパネルゾーンには大きなせん断力が作用する。このような柱梁接合部には、局部変形を防止するために十分な剛性の確保が必要で、一般に、梁フランジ位置にダイアフラムや水平スチフナが配置される^{1),2)}。また、仕口や梁端部の補強として、水平リブ、リブ、カバープレート、鉛直・水平ハンチ等も用いられている^{3),4)}。

一方、H形鋼柱骨組を2方向ラーメンとするために、H形鋼のフランジ間にプレートを溶接した日の字断面柱にすることがある。この骨組の柱梁接合部を剛接合とするためには、柱の弱軸方向に梁を溶接したあと水平スチフナを設け、分割されたカバープレートを柱フランジの間に落とし込んで溶接し閉鎖断面とする場合は問題がないが、カバープレートを取付けて日の字断面柱とした場合には水平スチフナとカバープレートは溶接されておらず応力伝達上問題が多く、梁端耐力が局部耐力で決定し、梁の曲げ耐力がほとんど評価できないことになる^{2),5)}。現実には、大地震時に、不適切な接合部詳細の日の字断面柱骨組では、梁端やカバープレートの溶接部破断損傷例が数多く観察されている⁶⁾。

本研究は既存のH形鋼柱・梁仕口の力学特性の把握を目的とする。特に、本報は、日の字断面柱の弱軸と強軸方向配置、H形鋼梁端のリブ、補強方法などを実験変数として行ったト字形骨組の繰り返し加力実験の概要を報告し、その弾性剛性、最大耐力、破壊性状などを検討・考察するものである。

*建築生活環境学科

2 試験体概要

試験体と加力装置の概要を図1に示す。試験体は5体あり、総て1/3縮尺モデルのト字形骨組で、梁はH-250x125x6x9、柱は日の字断面(H-175x175x7.5x11+2PL-9)、或いは、H形鋼(H-175x175x7.5x11)から構成される。No.1,2試験体は日の字断面柱に梁が柱の強軸、弱軸に取付く場合で、仕口はノンスチフナタイプである。No.3～5試験体はH形鋼柱の強軸に梁が取付く場合で、No.3は水平スチフナ付きの標準的な柱梁接合部を有しパネルの補強はなされていない。No.4は既存建築で散見される形式で、水平スチフナは無く、梁端に鉛直リブ(三角リブ)を設けて補強したものである。No.5はNo.3の仕口の梁端を鉛直リブで補強したものである。なお、柱は十分強くし塑性化させないようにしている。

試験体の設置は、柱を水平、梁を鉛直にし、柱と載荷フレームの基礎梁の間にフィラープレート挿み柱の両端を高力ボルトで緊結している。梁の横座屈は、溝形鋼を梁の両側から挟み込み2ヶ所で拘束する。

試験体一覧と図面を表1と図2に示す。使用鋼材は400N/mm²級で、素材試験結果を表2に示す。

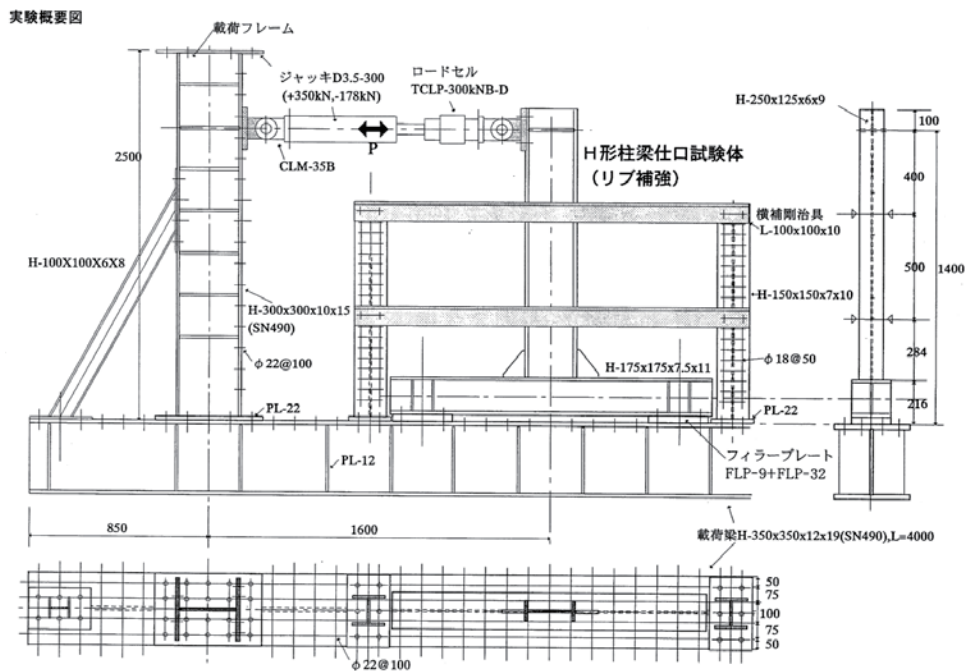


図1 試験体と加力装置

表1 試験体一覧

No.	柱	梁	柱梁仕口	横補剛	加力形式	備考
1	H-175x175x7.5x11 + 2PL-9, 強軸	H-250x125x6x9	水平スチフナ無	有	漸増繰返し	日の字断面柱
2	H-175x175x7.5x11 + 2PL-9, 弱軸					〃
3	H-175x175x7.5x11 (強軸)		水平スチフナ (PL-9)			
4			鉛直リブ (PL-9)			
5			水平スチフナ+ 鉛直リブ, (PL-9)			

既存鉄骨造における柱梁仕口の力学的挙動

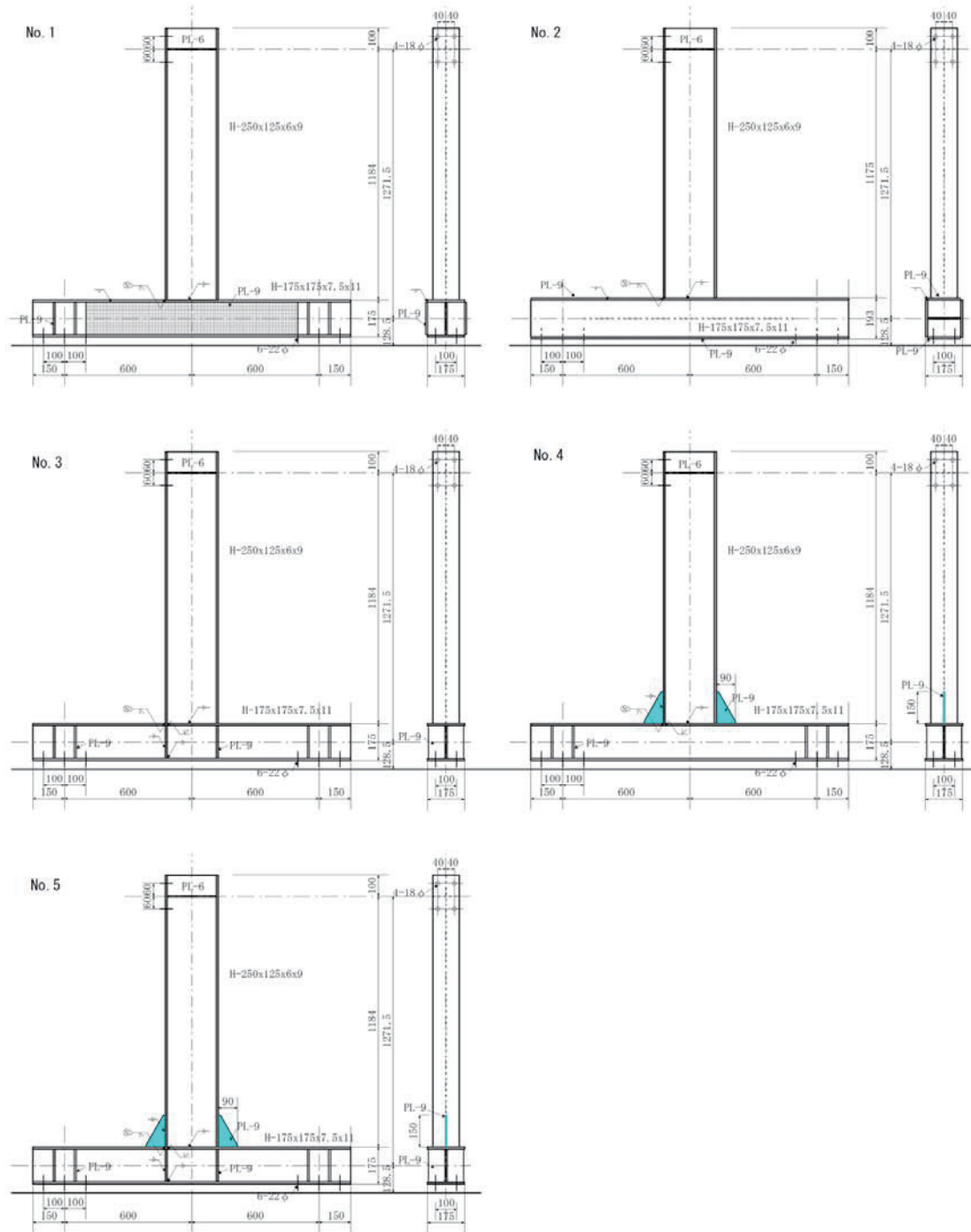


図 2 試験体

表 2 鋼材の機械的性質

鋼材		降伏応力度 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	伸び %	ヤング係数 N/mm ²
H形鋼 (柱)	PL-7.5 (Web)	387	506	34.1	210,400
	PL-11 (Flange)	314	472	40.7	212,900
H形鋼 (梁)	PL-6 (Web)	356	476	36.2	206,800
	PL-9 (Flange)	316	458	39.3	206,900
鋼板	PL-9	306	420	42.3	210,700

3 実験方法

3.1 荷重の測定と加力方法

加力方法を図 3 に示す。加力方法は、試験体の梁先端（柱芯から 127.15 cm 位置の梁フランジ）に横力（梁端荷重）を加える。柱の梁端の荷重 P は 350kN ロードセルにて測定する。

加力履歴を図 4 に示す。繰り返し荷重は梁先端に作用させるが、本载荷に先立ち、予備载荷として、 $\pm P_p/2$ の弾性载荷を正負 1 回行い、その後、変位振幅が $\pm 2u_p$, $\pm 4u_p$, $\pm 6u_p$, \dots となるように各 2 サイクルずつ载荷する。ただし、上フランジが引張になる方向を正とする。加力は最大荷重の 90% 以下に荷重が低下するまで行うものとした。ここに、 P_p , u_p はリブ無し試験体 (No. 3) の等断面梁 (H-250x125x6x9) の全塑性モーメントに対応する梁端荷重、梁端変位である。

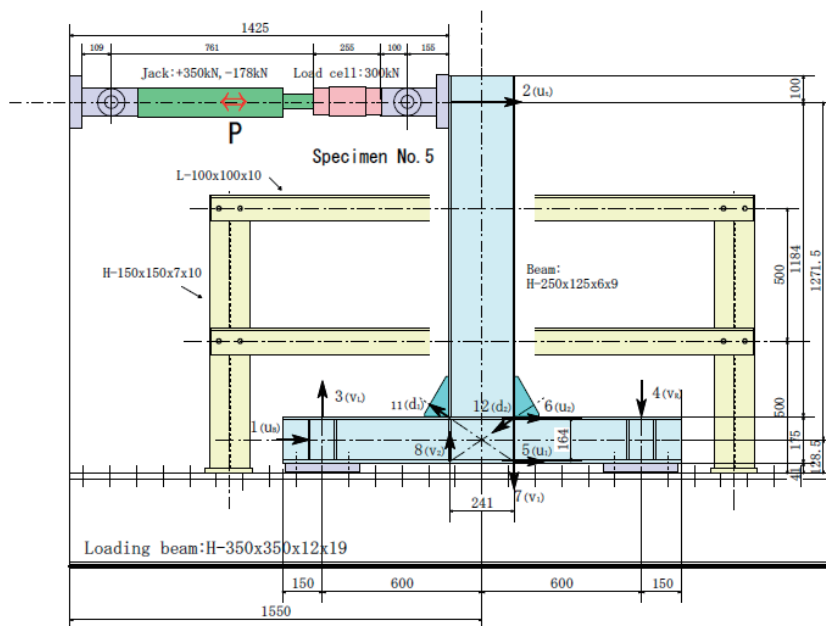


図3 加力方法と測定方法

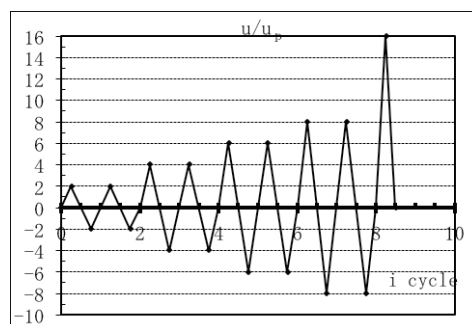


図 4 加力履歴

3.2 測定方法

(1) 変位の測定

変位は最大 14 点で測定する。変位測定を図 3 に合わせて、接合部の局所変形の測定例を図 5 に示す。

加力点の水平変位 Δ_t は試験体の剛体変位(回転と移動)を取り除いて、仕口の接合部パネルのせん断変形角 γ は対角の変位計 d_1, d_2 の値を用いて、接合部の局所変形角 θ_L は柱フランジの面外変形(梁フランジ近傍) δ_9, δ_{10} より次式で算定する。また、No. 4, No. 5 のリブ付き試験体についてはリブの降伏(リブの回転)の有無を調べるため、リブ先端の面外変形も測定し、リブ位置での局所回転角 θ_R を測定した。

$$\Delta_r = (u_1 - u_2) - (v_1 + v_2) / (2H) \cdot (L - 0.5D_c) \quad (1-a)$$

$$\gamma = (d_1 + d_2) / (2D_c D_b / (D_c^2 + D_b^2)^{0.5}) \quad (1-b)$$

$$\theta_{\text{L}} = (\delta_{\text{g}} + \delta_{\text{lo}}) / D_{\text{b}} \quad (1\text{-c})$$

$$\theta_R = (\delta_{12} + \delta_{14}) / (D_b + 2b_R) \quad (1-d)$$

ここで、 u_1 ：梁先端載荷点の水平変位， u_2 ：梁端の水平変位， v_1, v_2 ：柱支持端の鉛直変位， L ：柱心か

ら載荷点までの距離， H ：柱長さ， D_c ：柱フランジ中心間距離， D_b ：梁フランジ中心間距離， b_R ：リブ幅である。

(2) 歪の測定

梁端の降伏状況，仕口パネルのせん断歪，局部応力，リブの降伏を調べるために歪を測定する。

歪の測定例を図 6 に示す。

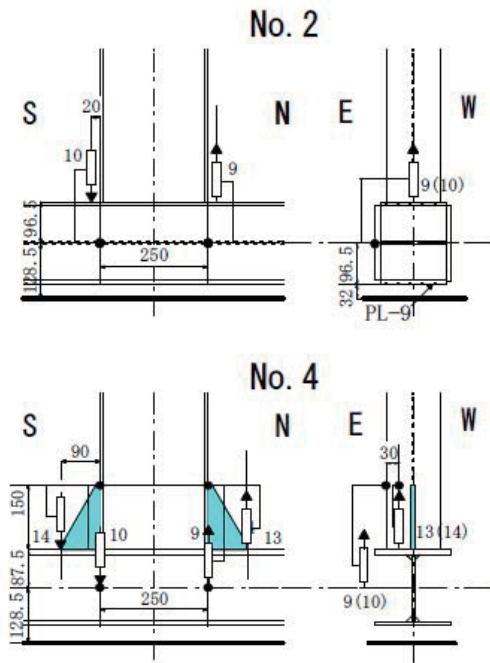


図 5 接合部の局部変形の測定

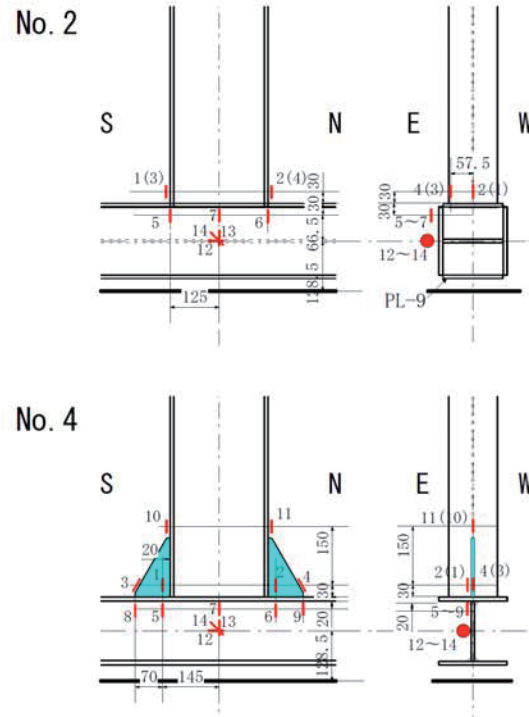


図 6 歪の測定

4 実験結果とその考察

各試験体の剛性・耐力等の実験値を表 3 に掲げる。荷重 P -変形 Δ_t ，パネル変形 γ ，局部変形 θ_L 関係を図 7～9 に示す。また，各履歴曲線に累加経験則を適用して荷重-累積変形関係（骨格曲線⁷⁾）を算出し，図 10 に示す。これらの図中の \downarrow ， ∇ ， \blacktriangledown 印は降伏耐力 P_y ，全塑性耐力 P_p ，最大耐力 P_{max} 時を示している。ここに，降伏耐力，全塑性耐力は各々接線剛性が初期剛性の $1/3$ ， $1/6$ に低下したときの荷重レベルで，但し，パネルの全塑性耐力は 0.35% オフセット値による。また，梁たわみ Δ_t の骨格曲線より耐力上昇率を全塑性耐力に対する最大耐力の比率で，降伏変位，終局変位，最大変位を降伏耐力，全塑性耐力，最大耐力時の変位で求めた。

表 3 実験結果

No.	初期剛性 K_y (kN/m)	降伏耐力 P_y (kN)	全塑性耐力 P_p (kN)			最大耐力 P_{max} (kN)	耐力上昇率	降伏変位 Δ_{ty} (mm)	終局変位 Δ_{tp} (mm)	最大変位 Δ_{tm} (mm)	最終状況
			たわみ Δ_t	パネル γ	仕口 θ_L						
1	8,046	83.0	93.6	—	93.6	113.0	1.21	15.03	21.28	85.81	柱フランジ亀裂と面外変形，梁フランジ・ウェブ局部座屈
2	3,686	25.2	32.1	—	32.1	33.8	1.05	9.59	21.02	81.11	柱角溶接亀裂，柱フランジ亀裂と面外変形
3	6,839	70.4	84.3	60.3	—	115.4	1.37	14.02	23.22	127.1	パネルせん断変形，梁フランジの局部座屈
4	9,002	81.6	102.6	81.6	100.35	131.6	1.28	11.07	19.76	83.48	柱フランジ面外変形，梁フランジ・ウェブ局部座屈
5	9,516	86.9	110.1	92.7	119.7	131.4	1.19	11.39	24.94	75.22	梁フランジ・ウェブ局部座屈

4.1 変形状

(1) 日の字断面柱試験体

No.1 試験体では、梁端フランジ縁の溶接始端部に亀裂が生じた後、引張側フランジ止端部全面に亀裂が生じた。繰返しとともに、梁フランジ端の亀裂が柱フランジを貫通、幅方向に進展した後、フランジの局部座屈、ウェブの局部座屈を誘発し、最大荷重を呈した（写真 1-a）。

No.2 試験体では、両梁フランジ縁端の溶接始端部に亀裂が発生し、フランジ縁端周りの亀裂がカバープレートを貫通した。亀裂を伴ってフランジのめり込みと浮き上がり（梁の回転）が顕著となり、カバープレートと柱フランジのすみ肉溶接が破断した。柱フランジの孕み出し、梁フランジ縁端の貫通亀裂、梁フランジ位置での柱角部すみ肉溶接破断で最大荷重を示した（写真 1-b）。

(2) H 形鋼柱試験体

No.3 試験体では、繰返しとともにパネルのせん断変形が著しくなり、梁フランジの局部座屈が発生して、最大荷重を呈した（写真 1-c）。

No.4 試験体では、仕口パネルのせん断変形が認められ、柱フランジの局部変形が顕著となる。リブ先端位置での梁フランジの局部座屈、柱の上フランジのねじれを伴って梁がくの字に折れ曲り（横座屈）、最大荷重を示した（写真 1-d）。一方、No.5 試験体では、リブ先端で梁の曲げ変形が抑制されるが、パネルのせん断変形は著しくない。リブ先端位置でヒンジが形成され、フランジの局部座屈が生じて耐力上昇がなくなり、ウェブの局部座屈を伴って最大荷重を呈した（写真 1-e）。



(a) 局部座屈



(b) フランジ全面亀裂



(a) フランジ縁端溶接亀裂



(b) 柱フランジの孕みと柱角部溶接破断



(b) 柱フランジの孕みと柱角部溶接破断

写真 1-a No.1 試験体の最終状況

写真 1-b No.2 試験体の最終状況



(a) パネルのせん断変形



(b) 局部座屈

写真 1-c No.3 試験体の最終状況



(a) 梁の倒れ



(b) 梁のウェブ、フランジの局部座屈



写真 1-d No.4 試験体の最終状況



(a) フランジ、ウェブ局部座屈



写真 1-e No.5 試験体の最終状況

4.2 弾性剛性

荷重 P -変形 Δ_t 関係における弾性剛性は最小自乗法によって求めた。

日の字断面柱試験体 (No. 1, No. 2) では, No. 2 の剛性は No. 1 の 0.458 倍になる。これは, No. 2 は柱が弱軸配置で No. 1 は強軸配置であることと, 水平スチフナが無いことにより局部変形の影響が特に著しいことによる。また, No. 1 の剛性は H 形鋼柱試験体 No. 3 の 1.18 倍になる。これは, 柱の断面二次モーメントが 1.19 倍で, 接合部パネルのせん断変形が抑制されるが, 仕口の局部変形が生じることによるものと考えられる。

次に, H 形鋼柱試験体 (No. 3, No. 4, No. 5) では, 通常の柱梁仕口の試験体 No. 3 の剛性に比べて, リブ補強の試験体 No. 4 と No. 5 の剛性は 1.32~1.39 倍とほぼ同程度になる。水平スチフナの影響は小さいと考えられる。

4.3 崩壊機構と全塑性耐力

日の字断面柱試験体 (No. 1, No. 2) では, 両試験体ともパネルは弾性で, 局部変形も生じており, 梁たわみの全塑性耐力は局部変形の値とほぼ同じ値である。このことから, これらの試験体は仕口の局部変形の影響を受けており, No. 1 試験体ではト字形骨組が梁崩壊し, No. 2 試験体では水平スチフナが無いため仕口での局部崩壊となりその全塑性耐力は著しく低くなる。

次に, H 形鋼柱試験体 (No. 3, No. 4, No. 5) について, 弱パネルの No. 3 試験体では局部変形は生ぜず約 60kN でパネル崩壊が発生, その後荷重が上昇し, 約 84kN で梁崩壊が生じる。

一方, リブ補強の No. 4, No. 5 試験体ではパネルせん断変形, 局部変形とも生じている。No. 4 試験体では, 約 82kN でパネル崩壊が発生, その後荷重が上昇。梁たわみと局部変形の全塑性耐力の値は約 100kN とほぼ同程度となり, 局部変形の影響を受けて梁崩壊が生じたと言える。また, No. 5 試験体では約 93kN でパネルが崩壊し, 約 110kN で梁崩壊が生じた。その後荷重が上昇して仕口での局部崩壊が生じている。

4.4 最大耐力と耐力上昇率

日の字断面柱試験体 (No. 1, No. 2) では, No. 2 試験体の最大耐力は No. 1 の 0.29 倍に, H 形鋼柱試験体 (No. 3, No. 4, No. 5) では, リブ補強の No. 4 と No. 5 試験体の最大耐力はほぼ同じで, No. 3 試験体の 1.14 倍になる。

耐力上昇率については, No. 1 試験体は梁で崩壊し塑性域の進展で耐力が上昇するが, No. 2 試験体は局部崩壊するため耐力上昇は認められない。

一方, H 形鋼柱試験体 (No. 3, No. 4, No. 5) の耐力上昇率は No. 3 > No. 4 > No. 5 の順になる。No. 3 試験体は標準的な仕口形式でパネル崩壊後耐力上昇が著しく最大耐力が大きくなる。No. 4 と No. 5 試験体はリブ補強のため全塑性耐力も最大耐力も増大し, いずれも最大耐力はリブ先端位置での梁の局部座屈で生じたのでほぼ同じ値を示す。特に, No. 5 試験体はパネルの全塑性耐力の増大と局部変形が抑制されたので結果として耐力上昇率は小さくなる。

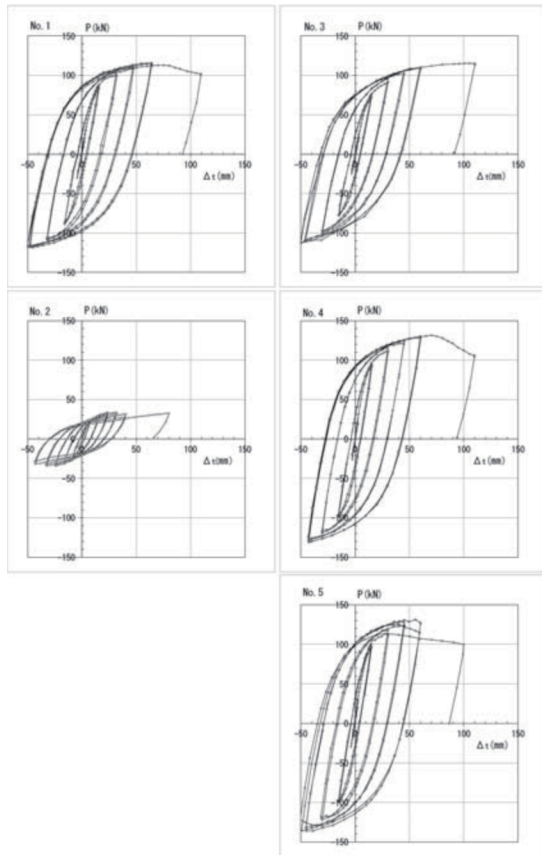


図7 荷重 P -変形 Δ_t 関係 (No. 1~No. 5)

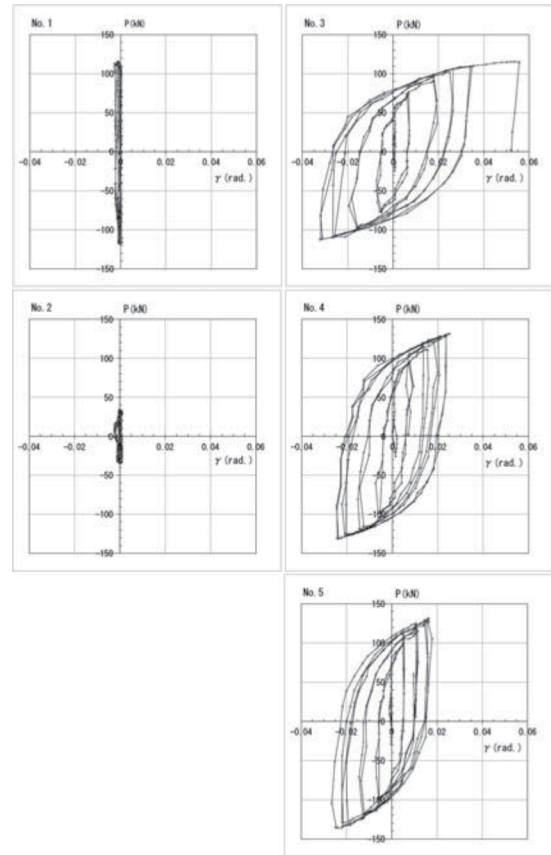


図8 荷重 P -パネル変形 γ 関係 (No. 1~No. 5)

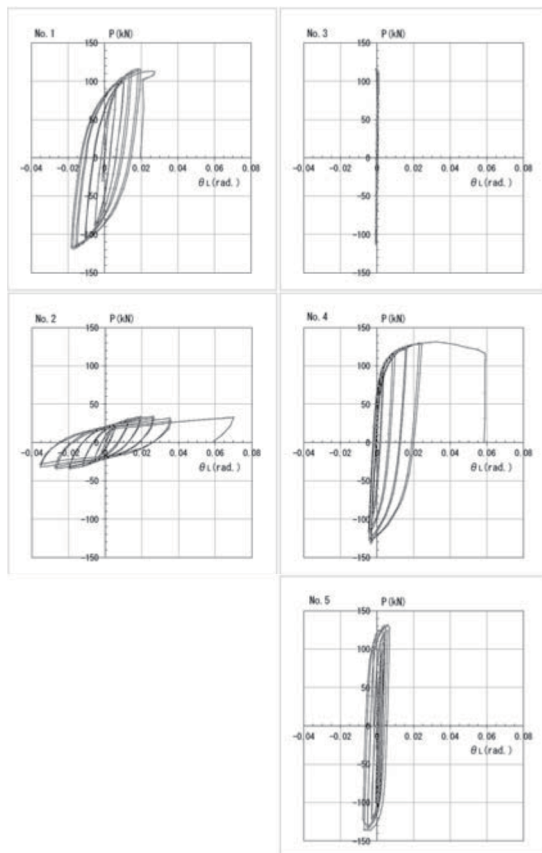


図9 荷重 P -局部変形 θ_L 関係 (No. 1~No. 5)

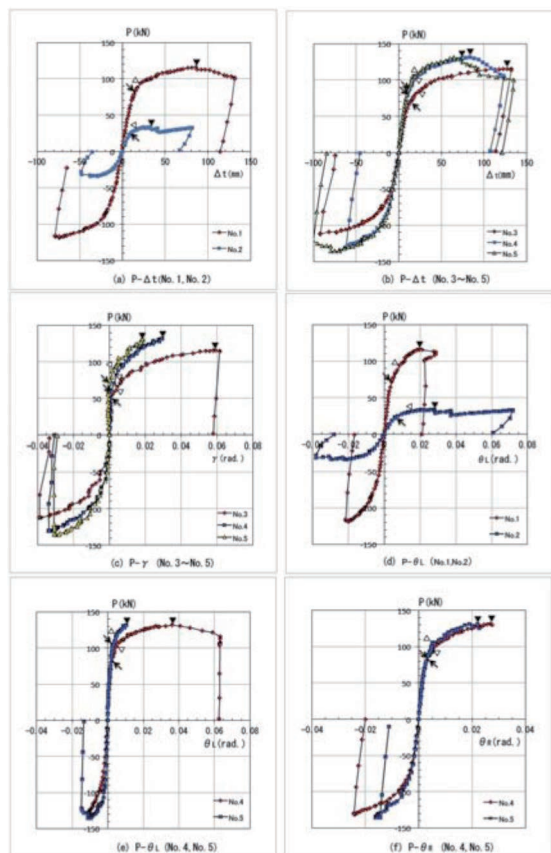


図10 骨格曲線

5 まとめ

本報では、既存鉄骨造の柱梁仕口を有するト字形骨組について、日の字断面柱の主軸方向、三角リブ補強の有無を実験変数とする漸増交番繰返し加力実験の概要とその結果を報告し、その剛性、耐力、破壊状況などを検討・考察した。得られた事項を要約すると次の通りである。

- 日の字断面柱・梁仕口では

- 1) 日の字断面柱の弾性剛性は弱軸では強軸の 0.458 倍で、いずれも局部変形の影響が大きい。
- 2) 強軸では梁崩壊し、弱軸では柱梁仕口フランジの局部変形で崩壊する。
- 3) 強軸では梁崩壊後耐力が増大するが、弱軸では局部崩壊後は耐力がほぼ一定で、弱軸の最大荷重は強軸の 0.29 倍である。

- H 形鋼柱・梁仕口では

- 1) 弾性剛性はリブ補強により 1.32～1.39 倍高い。
- 2) いずれの試験体もパネル崩壊の後耐力が上昇し、梁崩壊する。
- 3) リブ補強 (No. 4, No. 5) の最大耐力はほぼ同じで、無補強 (No. 3) の 1.14 倍である。
- 4) 無補強の標準的な仕口形式では耐力上昇率は大きいですが、リブ補強では全塑性耐力、最大耐力共に増大し、耐力上昇率は小さい。

以上、日の字断面柱・梁仕口では強軸、弱軸共に剛性と耐力上昇率が低く、特に、弱軸では水平三角リブや外ダイアフラムで補強する必要がある。一方、H 形鋼柱・梁仕口ではリブ補強をした仕口の剛性と全塑性耐力、最大耐力は大きくなり、リブ補強は有効な補強方法であると言える。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合される H 形鋼の塑性変形能力に関する実大実験-報告書，1997.7
- 2) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2006.3
- 3) 安野武治，辻岡静雄，多田元英：圧延 H 形鋼を用いたハンチ付き鉄骨梁の繰返し載荷実験(その 1，その 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，2001.9.
- 4) 大隈亮佑，田中剛，田渕基嗣，塩飽豊明，高田武之，西村有司：ノンダイアフラム形式円形鋼管柱梁接合部の弾塑性挙動(その 1，その 2)，日本建築学会近畿支部研究報告集（構造系），第 50 号，2010.6
- 5) 秋山宏，呉相勲，大竹章夫，福田浩司，山田哲：無補強角形鋼管柱・梁接合部のモーメント一回転角関係の一般化，日本建築学会構造系論文集，第 484 号，pp.131－140，1996.6
- 6) 山内泰之，岡本晴仁，奥藺敏文：鉄骨構造建築物の耐震設計，工業調査会，1998.12
- 7) 建築研究所・日本鉄鋼連盟：鋼構造建築物の構造性能評価試験方法に関する研究 委員会報告書，2002.4

(平成 25 年 3 月 31 日受理)