

溶接接合部の食い違い及びその補強に関する研究
(その2. 通しダイアフラム形式柱梁継手部の実験結果とその考察)

正会員 ○藤田 哲也*1 正会員 森田 耕次*2 正会員 中込 忠男*3
岡本 晴仁*4 同 石原 完爾*5 同 下川 弘海*6

溶接欠陥 接合部 食い違い
実大実験 欠陥補強

1. はじめに

本論では、その1で実験計画した通しダイアフラム形式柱梁接合部の梁端部における食い違いに関する実験結果とその考察を報告する。

2. 荷重-変形関係及び破壊状況

図-1に各試験体の荷重-変形曲線を、表-1に破壊状況一覧を示す。板補強をしたNO.5,NO.6の試験体は補強板を施していない圧縮側梁フランジ端部が $\pm 6\delta p$ の載荷時に局部座屈を起こした。 $\pm 8\delta p$ 時に試験機のジャッキストロークが限界に達したため、 $\pm 7\delta p$ で2回載荷後、実験を中止した。試験体NO.1~NO.3は、いずれも圧縮側梁フランジ部に局部座屈が発生し、座屈履歴を受けた直後の引張サイクルで溶接部が脆性破断した。局部座屈が発生しても、著しい荷重低下には至っていない。試験体NO.4は局部座屈が発生しないで溶接部が脆性破断した。

3. 降伏耐力決定方法

骨格曲線は、荷重-変形曲線から前サイクルよりも大きな荷重に達した時に、前サイクルの最大荷重時の変形量に、当該サイクルのその荷重時からの変形増分量を加えて作成している。また、降伏荷重は図-2に示す通り、最大荷重時の変形量の1/2となる骨格曲線上の点での接線と初期勾配との交点での荷重を降伏耐力とした梁端の降伏耐力1と、その交点での変形から骨格曲線上になる荷重を降伏耐力とした梁端の降伏耐力2、最大荷重時の最大耐力を表-2に示す。

4. 耐力と変形能力

各試験体の実測データから梁端部の降伏曲げ耐力と最大曲げ耐力を算定した結果を表-3に示す。ウェブが負担する曲げ耐力を表中の cM_{wy} と oM_{wy} の小さい値で想定して、フラン

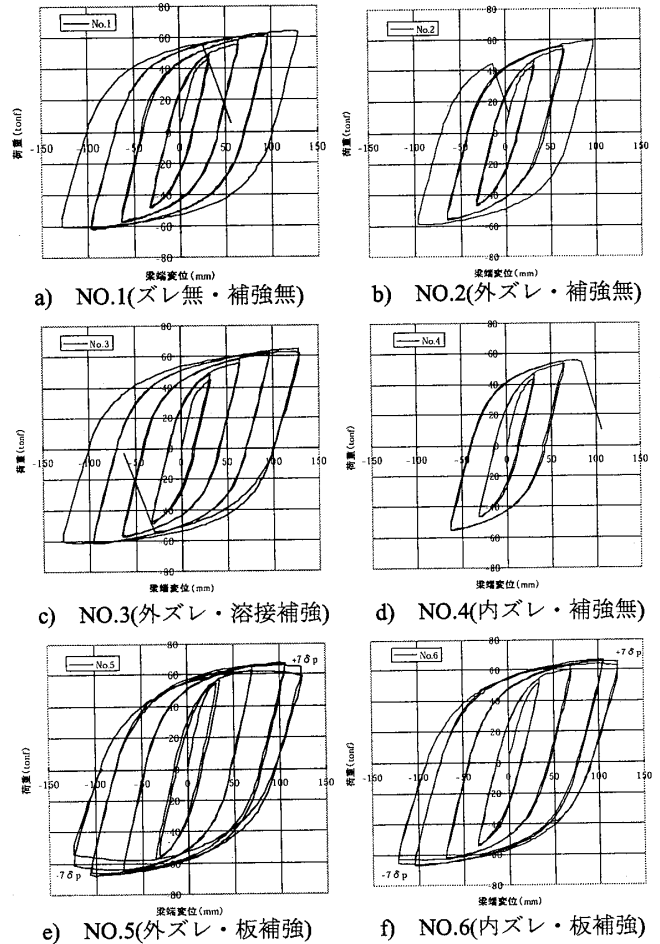


図-1 荷重-変形関係

表-1 破壊状況一覧

試験体名	破壊サイクル	破壊形式
NO.1	+8δp (2)	-8δp(1)で局部座屈・溶接部破断
NO.2	+6δp (2)	-6δp(1)で局部座屈・溶接部破断
NO.3	-8δp (2)	-6δp(1)+6δp(2)で局部座屈・溶接部破断
NO.4	+6δp (1)	溶接部破断
NO.5	±7δp (2)	±6δpで補強板端部を外れたフランジが局部座屈確認
NO.6	±7δp (2)	±6δpで補強板端部を外れたフランジが局部座屈確認

*ジャッキストローク限界のため、±8δp時に±7δpで載荷後、終了した。
・()内の数値は載荷サイクルが何回目かを示している。

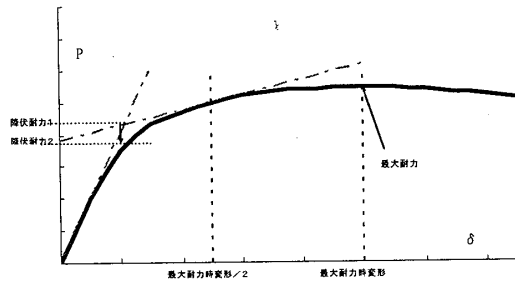


図-2 降伏荷重決定方法

ジが負担する梁端の曲げ耐力を算定すると表-4になる。

変形能力に関しては、累積塑性変形倍率で整理する。実験により得られた荷重-変形曲線から正負毎に総エネルギーを算出し、そのエネルギーを降伏耐力とその耐力時の変形の積で除した値を累積塑性変形倍率とする。ここで降伏耐力は図-2に示す降伏耐力1を用いている。なお、累積塑性変形倍率は破断した側の数値を用い、座屈で決定した試験体は最大耐力が得られている側としている。

図-2に耐力と変形能力の関係をプロットした。図中の耐力は降伏耐力1を用い、変形能力は食い違いの無い基本形の試験体 NO.1 の累積塑性変形倍率を基準に各試験体の倍率を比率で示している。

この図から明らかのように食い違いの無い NO.1 試験体を基準にすると、食い違いが有り補強の無い NO.2、4 試験体は降伏耐力及び変形能力で劣っているが、食い違いが有り、肉盛補強や板補強した NO.3、5、6 試験体は降伏耐力及び変形能力が向上していることがわかる。

5. まとめ

通しダイアフラムの柱梁接合部架構を梁曲げ繰返し実験を行った結果、食い違いが生じると耐力及び変形能力は低下するが、適切な補強を行うことにより、耐力及び変形能力は回復することが明らかになった。

表-2 実験結果一覧 (単位: kN・m)

試験体名	降伏耐力1 eM_{y1}	降伏耐力2 eM_{y2}	最大耐力 eM_u
NO.1	1019	857	1379
NO.2	960	786	1327
NO.3	1051	839	1441
NO.4	884	767	1245
NO.5	1221 (1122)	985 (905)	1508 (1385)
NO.6	1168 (1096)	956 (897)	1497 (1405)

※NO.5,6の()内はかへり端始端での耐力である。

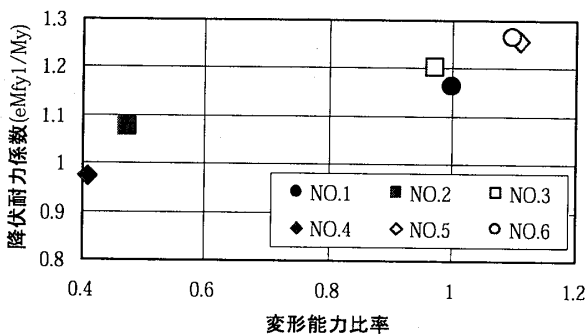


図-2 降伏耐力と変形能力の関係

表-3 計算による耐力一覧 (単位: kN・m)

試験体名	フランジ		ウェブ			梁全断面	
	M_{fy}	M_{fu}	eM_{wy}	oM_{wu}	β	M_y	M_u
NO.1	740	1187	162	161	1.000	901	1348
NO.2	745	1194	160	161	0.997	905	1355
NO.3	741	1188	161	161	1.000	902	1349
NO.4	745	1194	158	163	0.970	902	1352
NO.5	1171	1785	190	191	0.994	1360	1975
	828	1328	—	266	—	1018	1518
NO.6	1274	1880	166	161	1.000	1435	2042
	808	1296	—	264	—	969	1457

※ NO.5,6 の下段はかへり端始端での計算結果である。

M_{fy} : 梁フランジ端降伏曲げ耐力 [= $b_f \cdot t_f \cdot \sigma_{fy} \cdot h_b$]

M_{fu} : 梁フランジ端最大曲げ耐力 [= $b_f \cdot t_f \cdot \sigma_{fu} \cdot h_b$]

b_f : フランジ幅, t_f : フランジ板厚, h_b : 梁せい、

σ_{fy} : フランジの下降伏点, σ_{fu} : フランジの引張強さ

eM_{wy} : 梁ウェブ端降伏曲げ耐力 (柱スリット降伏を考慮した有効断面で算定)

oM_{wy} : 梁ウェブ端降伏曲げ耐力 (スリットを控除したウェブ全断面で算定)

$$= t_w \cdot (X - S_r) \cdot (h_b - X - S_r) \cdot \sigma_{wy}$$

S_r : スリット高さ, t_w : ウェブ板厚, σ_{wy} : ウェブの下降伏点

X: 降伏線理論を用いて算定した柱スリット面外曲げ負担領域長さ(森田式による)*

β : ウェブの曲げ耐力有効係数 [= eM_{wy} / oM_{wy}]

M_y : 梁端降伏曲げ耐力 [= $M_{fy} + \min(eM_{wy}, oM_{wy})$]

M_u : 梁端最大曲げ耐力 [= $M_{fu} + \min(eM_{wy}, oM_{wy})$]

表-4 梁フランジの耐力及び応力度一覧

試験体名	降伏1		降伏2		最大	
	耐力	応力度	耐力	応力度	耐力	応力度
	M_{fy1}	σ_{fy1}	eM_{y2}	σ_{fy2}	eM_{fu}	σ_{fu}
	kN・m	N/mm ²	kN・m	N/mm ²	kN・m	N/mm ²
NO.1	858	402	696	326	1218	570
NO.2	800	372	626	291	1167	542
NO.3	890	416	679	317	1280	598
NO.4	726	337	610	315	1087	505
NO.5	1031	322	795	249	1318	412
	932	435	715	334	1196	558
NO.6	1007	299	795	236	1336	396
	935	437	736	344	1244	581

※ NO.5,6 の下段はかへり端始端での値である。

参考文献※: 森田耕次他、箱型断面柱-H形断面はり接合部のダイアフラム補強に関する研究 (接合部の降伏耐力の評価)、日本建築学会構造系論文報告集、第388号、1988年6月

謝辞: この実験は(社)鉄骨建設業協会、(社)全国鉄構工業協会による鉄骨製作管理技術者登録機構を事務局とした食い違い・ずれの検査方法及び補強方法マニュアル作成委員会を実施された研究である。関係各位に改めて謝意を表します。

*1 榊日本設計 博士(工学)

*4 JFE スチール・工博

*1 Nihonsekkei Inc., Dr. Eng.

*4 JFE Steel, Dr. Eng.

*2 千葉大学 教授・工博

*5 NTT 都市開発㈱

*2 Chiba Univ., Professor, Dr. Eng.

*5 NTT Urban Development Co.

*3 信州大学 教授・工博

*6 JFE スチール・工修

*3 Shinshu Univ., Professor, Dr. Eng.

*6 JFE Steel, M. Eng.