

柱梁接合部の載荷実験 変厚鋼板を梁フランジに用いた増厚梁端接合部の塑性変形能力 その2

柱梁接合部 塑性変形能力 実大実験
変厚鋼板 溶接 破壊性状

正会員○井川大裕*¹ 同 坂井悠佑*²
同 吹田啓一郎*³ 同 多賀謙蔵*⁴
会員外 田邊義和*⁵ 正会員 塚越治夫*²

1. はじめに

その1で述べた変厚鋼板を梁フランジに用いた柱梁接合部試験体の載荷実験の結果を示す。

2. 載荷計画

図1に実験に用いた載荷装置を示す。載荷振幅は梁端が梁の全塑性モーメントに達したときの梁の回転角の弾性成分 θ_p を基準として $2\theta_p$, $4\theta_p$ で各2回ずつ, $6\theta_p$ で6回の正負交番繰返し載荷を行った。 θ_p の値は梁を等断面として算定した。終局の定義は耐力が最大耐力の90%を下回るか破断した時点とする。

3. 実験結果

3.1 履歴と破壊性状

図2に実験終了時の写真, 図3に曲げモーメント-梁端回転角関係, 表1に実験結果の一覧をそれぞれ示す。

(1) SCは, まず, $4\theta_p$ の1回目にスカラップ底に亀裂が発生し, 2回目に亀裂が進展した。 $6\theta_p$ の1回目に梁フラ

ンジが局部座屈し, スカラップ底の亀裂が梁フランジ板厚方向に貫通し, 負荷時に梁フランジが破断した。

(2) WCは, まず, $4\theta_p$ の2回目に梁フランジの拡幅開始位置から等幅部分250mm程度の範囲で局部座屈が発生した。次に $6\theta_p$ の2回目に梁ウェブも局部座屈し, 3回目以上はこれらの局部座屈がさらに進行した。しかし, 構面外拘束治具の耐力不足によりこれよりも大きい振幅の載荷ができず, 最後に正方向へ $10\theta_p$ まで単調載荷した。この間, 局部座屈の進行に伴い耐力低下が続いた。

3) TTは, まず, $4\theta_p$ の2回目に梁フランジの増厚開始位置から等幅部分250mm程度の範囲で局部座屈が発生した。次に $6\theta_p$ の2回目に梁ウェブの局部座屈が発生し, 3回目以降はこれらの局部座屈がさらに進行した。 $6\theta_p$ の5回目に柱から300mm程度の位置でBH梁の隅肉溶接に亀裂を確認した。6回目の正載荷時にこの亀裂から梁フランジの板幅方向に破断した。

WCは載荷中に面外変形拘束治具の変形が大きくなり,

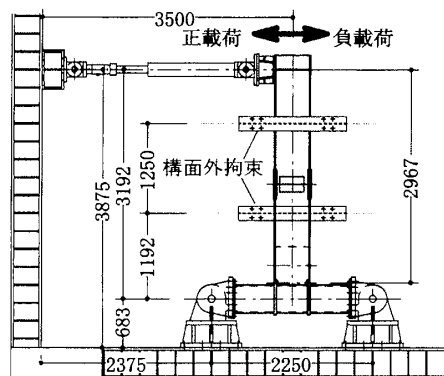


図1 載荷装置 (単位: mm)

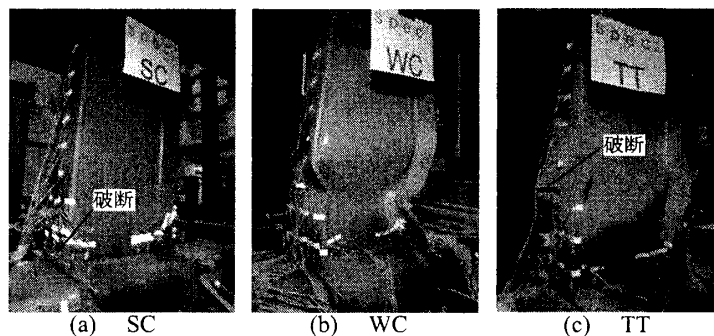


図2 実験終了時の試験体写真

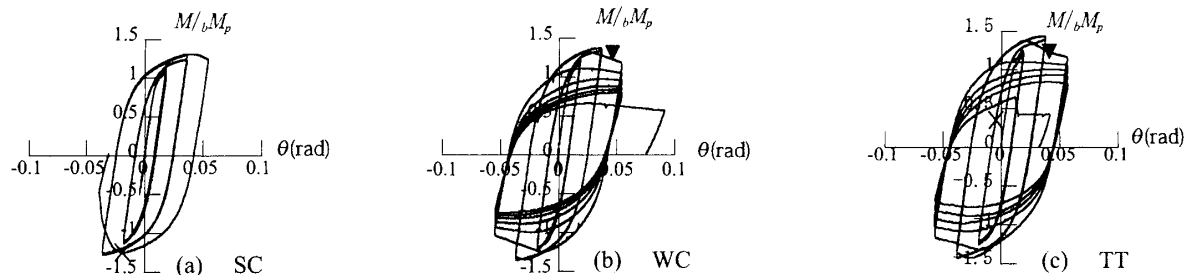


図3 曲げモーメント-梁端回転角関係 (X: 破断 ▼: 終局)

Loading Test of Beam to Column Connection -Plastic Deformation Capacity of Moment Frame Connection with the Thickness of Beam Flanges Increased Near the Connection Region Part2-

IKAWA daiyu, SAKAI Yusuke, SUITA Keiichiro, TAGA Kenzo, TANABE Yoshikazu and TSUKAGOSHI Haruo

十分に拘束できない条件で載荷しており、局部座屈発生位置周辺で捩れを伴って梁の曲げ圧縮側の変形が構面外へ逃げたために TT のような破断に至らず、0.08rad まで変形できたと考えられる。

図 4 に変断面試験体の曲げ耐力の分布を示す。変断面開始位置が最大曲げ耐力 bM_u に達したときの梁端の曲げモーメントを $calM_u$ とする。梁端曲げモーメントの最大値 M_{max} と梁の等断面部の全塑性モーメント bM_p の比は、SC が 1.31 となった。また WC が 1.37, TT が 1.42 と更に大きい値となった。また $M_{max}/calM_u$ の値は SC が 1.01, WC が 0.98, TT が 1.04 となり、実験値と計算値はおおむね一致した。WC がやや小さいのは面外拘束治具の耐力不足によるもので、SC, TT は構面外変形が十分に拘束されていたため 1.0 を超えたと考えられる。

終局時の累積塑性変形倍率 η は、破断で終局に至った SC は 43.4 となった。局部座屈で終局に至った WC は 36.3, 同じく TT は 33.7 となった。SC は正載荷で局部座屈による耐力低下が小さく η が大きい。WC は面外拘束治具変形の影響があったため、TT よりも η が大きくなったと考えられる。なお、終局時までの η は、WC, TT は SC より小さいが、耐力低下後まで含めた変形能力は

表 1 実験結果一覧

試験体	SC	WC	TT
終局状態	破断	局部座屈	局部座屈
終局時のサイクル	$-6\theta_p$ 1 回目	$+6\theta_p$ 1 回目	$+6\theta_p$ 1 回目
$calM_u$ (kN・m)	992	1077	1104
bM_p (kN・m)	769	769	806
θ_p	0.00898	0.00855	0.00908
$+M_{max}/bM_p$	1.31	1.37	1.42
$-M_{max}/bM_p$	1.28	1.36	1.42
$+M_{max}/calM_u$	1.01	0.98	1.03
$-M_{max}/calM_u$	0.99	0.97	1.04
η	43.4	36.3	33.7

M_{max} : 実験で得られた梁端部の最大曲げモーメント

η : 累積塑性変形倍率

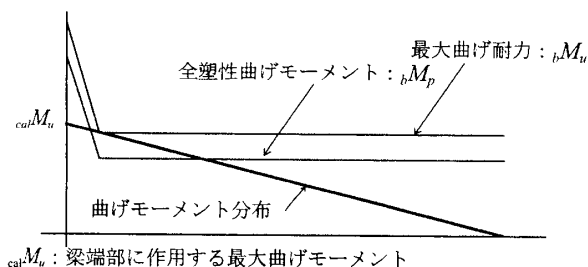


図 4 WC, TT の耐力と曲げモーメント分布

WC, TT の方が明らかに大きい。

3.2 歪分布

拡張・増厚による塑性化領域の違いを確認するために、梁フランジ材軸方向の歪分布と梁端部のフランジ幅方向の歪分布を求めた。40 θ_p の 1 回目の歪振幅のフランジ材軸方向の分布を図 5 に示す。SC は柱に近いほど歪が大きくなり、梁フランジ溶接部の歪が最大となる。一方で、WC, TT は柱から 200mm から 400mm の位置で歪が最大となった。すなわち、SC は柱から 400mm の間で、WC と TT は 200~600mm の間で歪が 2% 以上となり、この部分で塑性化が大きく進行した。また、40 θ_p の 1 回目の梁端のフランジの幅方向の歪分布を図 6 に示す。SC の歪が最も大きく、WC と TT の歪に差はなかった。

4. 結論

変厚鋼板を梁フランジに用いた増厚梁端接合部の塑性変形能力を調べる実験を行った。

1) 変厚鋼板を梁フランジに用いた試験体はハンチ形式の試験体と同等の耐力ならびに十分な塑性変形能力を持つことを確認した。

2) 歪分布についても変厚鋼板を梁フランジに用いた試験体はハンチ形式の試験体と同様の傾向を示した。

参考文献 (その 1, その 2 共通)

- 1) 鋼構造接合部設計指針 (付 9 梁端をハンチ・変断面とした柱梁接合部) pp.339-343, 2006 年
- 2) 吹田啓一郎, 田村匠, 森田周平, 中島正愛, マイケル D エンゲルハート: ノンスラップ工法と RBS 工法による柱梁接合部の塑性変形能力-改良型溶接接合部の実大実験-その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 526 号, pp.177-184, 1999.12
- 3) 杉本浩一, 石井匠, 鈴木孝彦, 森田耕次: 角形鋼管柱-水平ハンチ・変断面梁接合部の破壊性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 552 号, pp.141-148, 2002.2

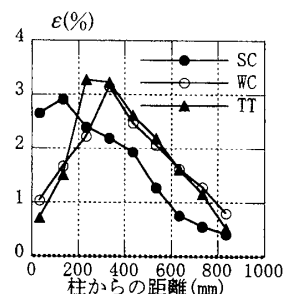


図 5 材軸方向ひずみ分布

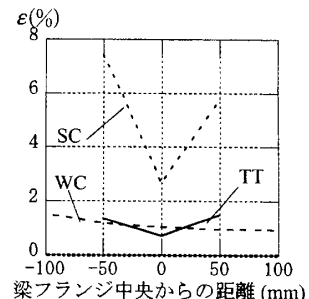


図 6 幅方向ひずみ分布

*1 京都大学大学院工学研究科建築学専攻・修士課程
 *2 日建設 構造設計部
 *3 京都大学大学院工学研究科建築学専攻・教授・博 (工)
 *4 神戸大学大学院工学研究科建築学専攻・教授・博 (工)
 *5 トヨシマ

Graduate student, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ.
 NIKKEN SEKKEI LTD
 Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ. Dr. Eng.
 Prof., Dept. of Architecture, Kobe Univ. Dr. Eng.
 TOYOSHIMA Co., Ltd