

梁端接合部の最大曲げ耐力が変形能力に及ぼす影響

- 塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力 その1 -

EFFECT OF ULTIMATE FLEXURAL STRENGTH OF BEAM END CONNECTION
ON DEFORMATION CAPACITYDeformation capacity of welded beam-to-column connection
subjected to repeated plastic strain Part 1

吹田 啓一郎*, 田中 剛**, 佐藤 篤司***, 真鍋 義貴****

津嘉田 敬章*****, 蘇 鐘 鈺*****

*Keiichiro SUITA, Tsuyoshi TANAKA, Atsushi SATO,
Yoshiki MANABE, Takaaki TSUKADA and Zhongyu SU*

This paper presents results of full-scale cyclic loading tests under constant deformation amplitude conducted to evaluate deformation capacity of welded beam-to-column connection adopted in moment frames. Test specimens are designed and fabricated to investigate the influence of flexural strength of beam end connection. The deformation capacity expressed by the relationships between ductility and cumulative plastic deformation is revealed from test results. The relationships between crack growth at welded joint and strength of connection is evaluated regarding deformation amplitude. The initiation of crack is investigated about distribution of stress and strain obtained from FEM analysis.

Keywords : *Beam-to-column connection, deformation capacity, cyclic loading test, connection strength, crack growth*

柱梁接合部, 変形能力, 繰返し載荷実験, 接合部耐力, 亀裂進展

1. 研究目的

長周期地震動のように継続時間が長い地震動を受ける鋼構造建物は、比較的小さな振幅による多数回の繰返し塑性変形に対する変形能力が問題となる^{1,2,3)}。本研究はこのような場合にも対応した柱梁溶接接合部の変形能力を評価することを目的とし、疲労の考え方に準じて累積の損傷度を考慮することが有効と考え、累積塑性変形倍率、サイクル数を主な評価指標と考える。最近の研究を見ると、中込ら^{4,5,6)}は柱梁溶接接合部の試験体を対象に、風荷重から中小地震を想定して降伏応力またはそれを下回る程度の応力レベルを中心に一定振幅、変動振幅による載荷実験を行い損傷を評価している。桑村ら^{7,8,9)}は鋼部材や溶接接合部を対象にさらに大きな振幅領域での一定振幅載荷実験を行い、振幅と累積塑性率の関係を定式化している。これらの既往の研究で溶接接合部の変形能力に及ぼすパラメータの影響が検討されている。

本研究では、一定振幅繰返し載荷実験を手始めに、溶接部の破壊に大きく影響すると考えられるパラメータと、塑性変形能力を結びつけた評価方法の構築を目的とする。吹田ら¹⁰⁾は400N級の鋼梁による一般的な鋼構造の実大柱梁接合部に一定振幅の繰返し載荷実

験を行い、スカラップ工法とノンスカラップ工法の違いが変形性能に与える影響を調べている。本論文では柱鋼管壁の面外変形に起因する梁端接合部の最大曲げ耐力の相違をパラメータとし、その影響を調べるために490N級の鋼梁を用いて同様の手法で実験を行い、梁フランジ溶接部の破断までの変形能力とその原因となる亀裂進展との関係を調べた。溶接詳細は変形能力が最も高いとされるノンスカラップ工法を用い、柱パネルの板厚を変えることにより、鋼管の面外曲げ耐力が異なる2種類の試験体を実験対象とした。また、梁フランジ溶接部に生じる亀裂進展状況を調べ、数値解析もまじえて亀裂発生に関わる応力と歪状態についても比較し、変形能力との関係を分析した。

2. 実験方法

2.1 試験体

試験体は柱梁接合部を含むT字形部分架構で、その一覧表を表1に、形状と梁端溶接部の詳細を図1に示す。柱は□-350×350×22(BCR295)、梁はH-500×200×10×16(SN490B)、通しダイアフラムは板厚22mmのSN490C鋼である。梁フランジはノンスカ

本研究は文献14), 15)で発表した研究に新たな実験結果を加えて加筆したものである。

* 京都大学大学院工学研究科建築学専攻
教授・博士(工学)

Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

** 神戸大学大学院工学研究科建築学専攻
教授・博士(工学)

Prof., Dept. of Architecture, Kobe Univ., Dr. Eng.

*** 名古屋工業大学大学院 准教授・博士(工学)

Assoc. Prof., Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

**** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 修士課程

Grad. Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ.

***** 神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 修士課程

Grad. Student, Dept. of Architecture, Kobe Univ.

***** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻
博士後期課程・工修

Grad. Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., M. Eng.

ラップ工法による完全溶込み溶接で、溶接ワイヤーは YGW11 を使い、裏当て金の取り付け方法などは JASS6 に従い、エンドタブはセラミックス製の固形タブを用いた。梁の H 形鋼のシャルピー衝撃試験の結果、0°C における平均のエネルギー吸収はフランジが 101J、フィレット部が 47J であった。梁端接合部は柱鋼管壁の板厚を変えることにより最大曲げ耐力の異なる 2 種類を用意した。NSS シリーズは接合部パネルに厚さ 22mm の角形鋼管を用い、柱と同じ断面である。NSW シリーズは溶接組立による箱形断面で、梁が接合しないパネルの板厚は 22mm、梁が接合する鋼管壁の板厚は 9mm とした。鋼材の引張試験結果を表 2 に示し、その強度と断面寸法の実測値から計算される試験体の力学性能を表 3 に示す。NSS シリーズはウェブ接合部の最大曲げ耐力比 m の精算値¹²⁾ が 1.00 で、梁端接合部の最大曲げ耐力 ${}_jM_{fu}$ は 1033kN・m となり、十分な耐力を有する標準的な接合部と位置づけられる。NSW シリーズは m を 0.473 と小さく設定したもので、 ${}_jM_{fu}$ は 920kN・m である。また、いずれの試験体も柱とパネルの降伏耐力は梁よりも十分大きく、梁だけが塑性化するよう設計されている。

2.2 荷重方法

図 2 に示す荷重装置を使い、柱端はピン支持とし、梁の先端に取り付けたアクチュエータで荷重した。荷重点から柱心までの距離は NSS が 2.667m、NSW が 2.50m である。梁は中間で横補剛され、柱との接合部近傍でリブ補強されて横座屈や局部座屈の発生が抑えられている。荷重振幅は表 1 に示すように、梁端が全塑性モーメントに達するときの梁の回転角の弾性成分 θ_p を基準とする塑性率 μ で表す。その大きさは 1.2、2.0、3.0、4.0 の 4 種類とし、それぞれ一

表 1 試験体名称

名称	振幅	鋼管壁
NSS-1.2A, B	$1.2\theta_p$	22mm
NSS-2.0A, B	$2.0\theta_p$	
NSS-3.0A, B	$3.0\theta_p$	
NSS-4.0A, B	$4.0\theta_p$	
NSW-1.2A, B	$1.2\theta_p$	9mm
NSW-2.0A, B	$2.0\theta_p$	
NSW-3.0A, B	$3.0\theta_p$	
NSW-4.0A, B	$4.0\theta_p$	

NSS: $\theta_p=0.0075\text{rad}$, NSW: $\theta_p=0.0071\text{rad}$

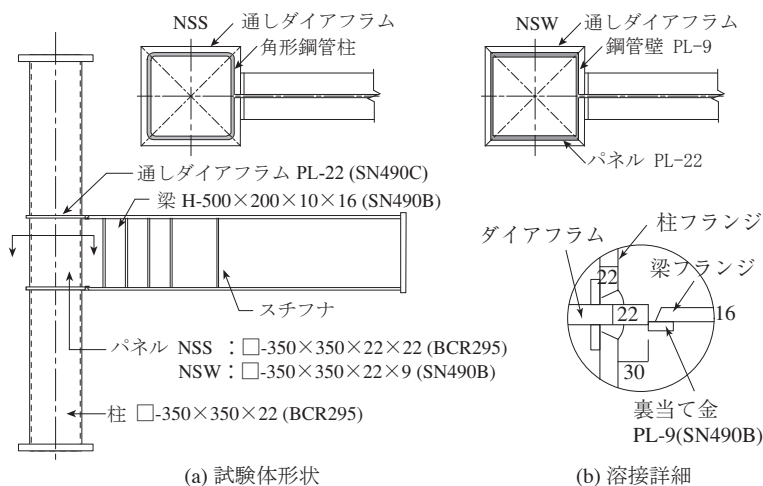


図 1 柱梁接合部試験体 (単位: mm)

定振幅の正負交番繰返し荷重により明瞭な破断が生じるまで荷重した。試験体は各シリーズの各振幅ごとに A, B の 2 体ずつ用意し、合計で 16 体である。

3. 実験の結果と亀裂進展の考察

3.1 復元力特性

図 3 に NSS, NSW 各シリーズの振幅が異なる 8 体ずつの実験から得た梁端の曲げモーメントと梁部材回転角の関係を示す。最初の 3 サイクルほどで最大耐力に達し、安定した履歴を示した後に、フランジ溶接部に亀裂が進展し始め、耐力は徐々に低下する。ただし、全 16 体の試験体の内 NSW-1.2B だけはダイアフラムに亀裂が生じ、他の試験体とは異なる破壊性状を示した。実験後の破壊状況の例を図 4 に示す。

耐力が最大耐力の 90% を下回った時点、もしくはフランジ溶接部が最終破断（著しい耐力低下を伴いフランジの大半が破断）した時点を終局と定義する。表 4 に最大耐力、終局までのサイクル数 N_U 、最終破断までのサイクル数 N_F 、終局までの累積塑性変形倍率 η_U 、最終破断までの累積塑性変形倍率 η_F を示す。振幅が $1.2\theta_p$, $2.0\theta_p$

表 2 鋼材の機械的性質 (JIS Z2201, 5 号, 14A 号)

部位	鋼種	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)	降伏比 (%)
梁フランジ	SN490B	352	547	43.3	64
梁ウェブ	SN490B	392	554	42.4	71
柱・パネル	BCR295	378	471	48.5	80
鋼管壁 (9mm)	SN490B	376	530	41.4	71
ダイアフラム	SN490C	356	525	35.7	68
溶接金属	YGW11	444	573	-	77

表 3 試験体の力学性能

	${}_cM_y/{}_bM_p$	${}_pM_y/{}_bM_p$	m	${}_jM_{fu}$ (kN・m)	${}_jM_{wu}$ (kN・m)	${}_jM_u/{}_bM_p$
NSS シリーズ	1.38	1.83	1.00	819	214	1.40
NSW シリーズ			0.473		101	1.24

${}_bM_p$: 梁の全塑性モーメント (=740kN・m) ${}_cM_y$: 柱の降伏モーメント
 ${}_pM_y$: パネルの降伏モーメント m : ウェブ接合部の最大曲げ耐力比 (文献 12 の精算値)
 ${}_jM_{fu}$: 梁フランジ接合部の最大曲げ耐力^{11,12)} ${}_jM_{wu}$: 梁ウェブ接合部の最大曲げ耐力^{11,12)}
 ${}_jM_u$: 梁端接合部の最大曲げ耐力^{11,12)}

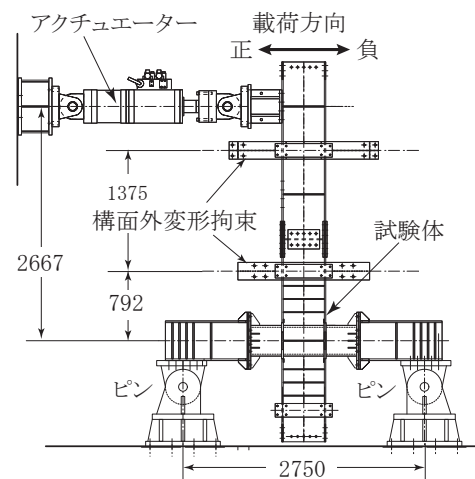


図 2 荷重装置 (NSS シリーズ, 単位: mm)

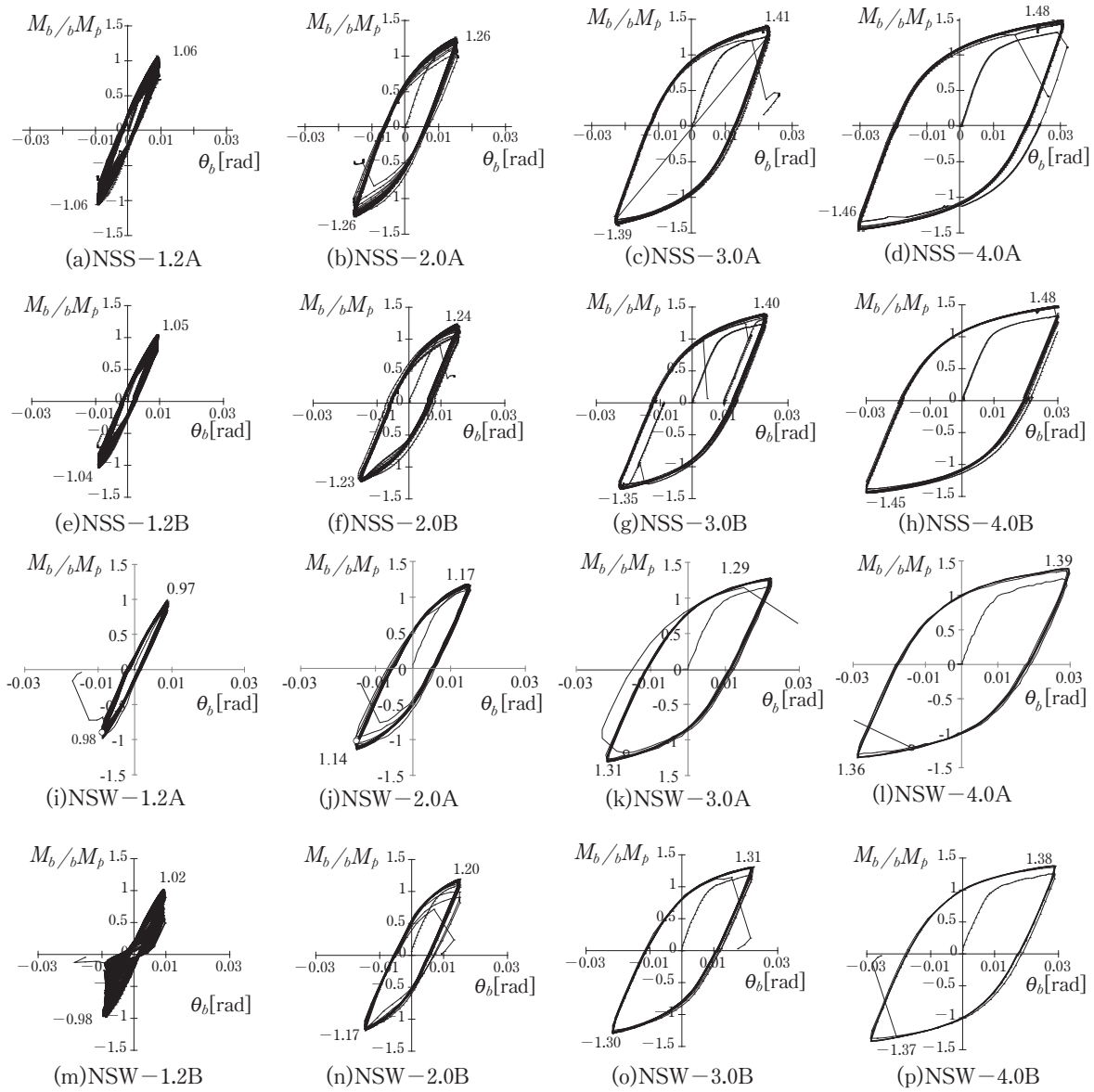
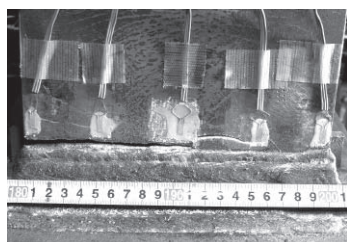
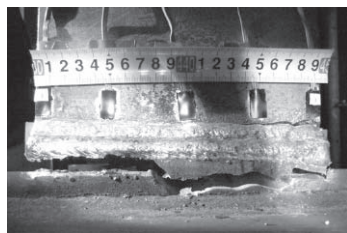


図3 梁端曲げモーメント - 回転角関係



(a) NSS-1.2A



(b) NSW-1.2B

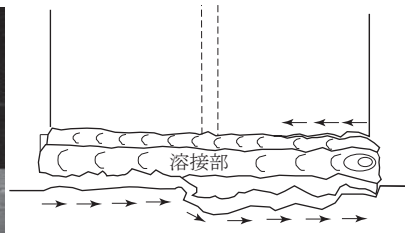
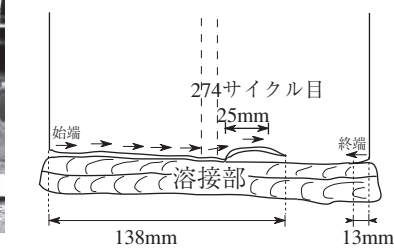


図4 梁フランジ溶接部の破壊状況

表4 最大耐力と終局までのサイクル数

名称	$\frac{M_{b,max}}{bM_p}$	$\frac{M_{b,max}}{bM_p}$	サイクル数		累積塑性変形倍率	
	正載荷	負載荷	N_U	N_F	η_U	η_F
NSS-1.2A	1.06	1.06	235	274	207	248
NSS-1.2B	1.05	1.04	198	225	158	186
NSS-2.0A	1.26	1.26	61	63	186	196
NSS-2.0B	1.24	1.23	52	55	153	163
NSS-3.0A	1.41	1.39	25	25	155	155
NSS-3.0B	1.40	1.35	20	20	123	123
NSS-4.0A	1.48	1.46	13	13	127	127
NSS-4.0B	1.48	1.45	14	14	126	126
NSW-1.2A	0.97	0.98	205	220	171	185
NSW-1.2B	1.02	0.98	193	280	164	301
NSW-2.0A	1.17	1.14	37	38	108	111
NSW-2.0B	1.20	1.17	26	28	76	81
NSW-3.0A	1.29	1.31	14	15	88	88
NSW-3.0B	1.31	1.30	17	17	98	98
NSW-4.0A	1.39	1.36	7	7	63	63
NSW-4.0B	1.38	1.37	6	6	52	52

の場合は亀裂の進展が緩やかでサイクル毎に耐力が徐々に低下するが、振幅が $3.0\theta_p$ 以上では亀裂の進展が顕著になってから最終破断に至るまでのサイクル数は少なく、亀裂進展に伴う耐力低下が顕著になる前に最終破断となるので、 N_U と N_F は一致する結果となっている。

3.2 変形性能

図5(a)に終局までのサイクル数 N_U と振幅 μ の関係を両対数軸上で示す。また、図5(b)には累積塑性変形倍率と μ の関係を両対数軸上で示す。累積塑性変形倍率はサイクル数 N_U までの累積塑性回転角を θ_p で除した値であり η で表す。 μ - N_U 関係においても μ - η 関係においてもシリーズ毎の関係は両対数軸上でほぼ直線上に並び、いずれの指標においてもNSSシリーズの方が変形性能が高い。ただし、振幅 μ が1.2程度に小さいとシリーズ間の変形能力の差はほぼなくなる。

3.3 亀裂の進展状況

図6に最終破断に結びついた主要な亀裂長さの進展を示す。荷重を進めると、最初は母材と余盛の境界に銀色の細い筋が生じる。更

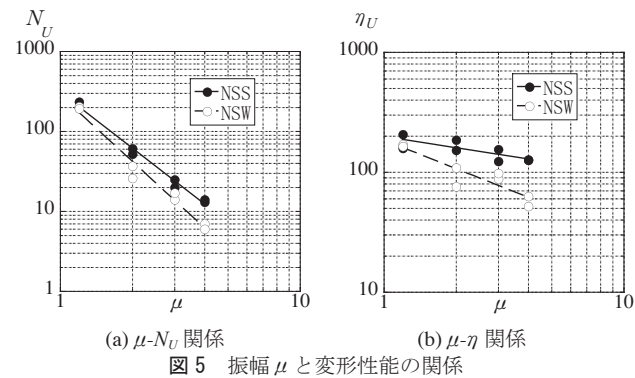


図5 振幅 μ と変形性能の関係

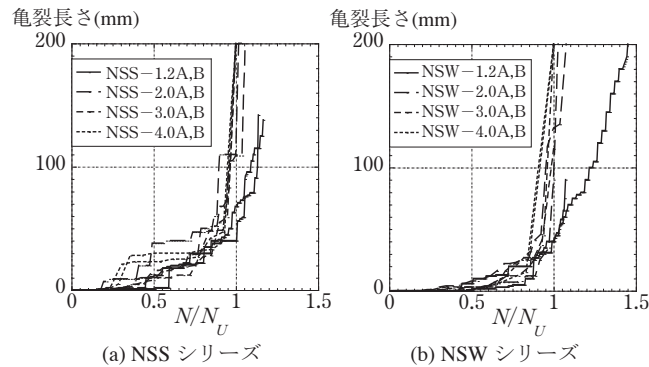


図6 主要な亀裂の進展

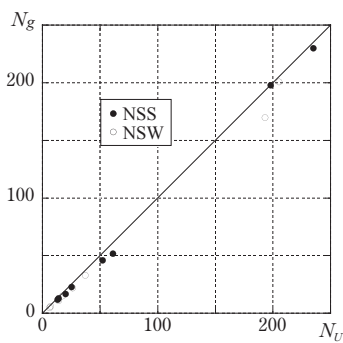


図7 N_g - N_U 関係

に荷重を続けると、鋼材の板厚方向に亀裂が進展し始めた場合には、この筋に凹みが出て暗い影が見えるようになる。このように変化した時点で亀裂と見なし、サイクルごとに肉眼で確認し、定規でその長さを計測した。横軸はサイクル数を N_U で除した値である。図より亀裂の進展は①亀裂が発生しない第1段階、②亀裂がゆっくり進展する第2段階、③亀裂が一気に進展して破断に至る第3段階の3つに分けることができる。この傾向は文献10)の実験結果と同様である。第3段階に入るときの繰返し数を N_g とし、 N_g と N_U の関係を図7に示す。図に示されるように N_g と N_U はほぼ一致し、亀裂の進展から見た溶接部の破壊限界 N_g と接合部の耐力の低下から見た変形能力の限界 N_U はほぼ一致することが分かる。

3.4 亀裂進展の定式化

各試験体主要亀裂のサイクル毎の進展速度の平均 \bar{v}_i を求め、サイクル毎の \bar{v}_i の変化を図8のように模式化した。第2、第3段階の亀裂進展速度 v_1 、 v_2 は図中の係数 n_s 、 a_1 、 n_g 、 a_2 で決まり、これを実験結果から回帰分析して求めた。ただしNSW-1.2Bは他の試験体と破壊性状が異なるため係数の回帰分析の対象には含めなかった。振幅や接合部耐力によって決まる亀裂の進展状況を定式化するために、これらの係数と振幅の関係を検討した。図9に実験から得られ

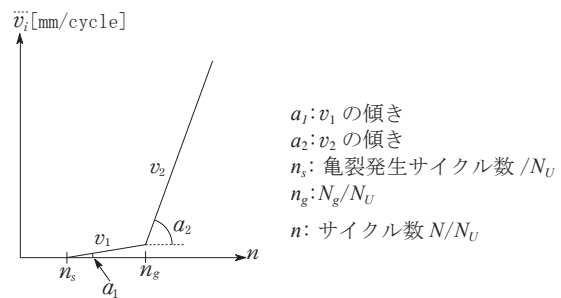


図8 亀裂進展速度の定義

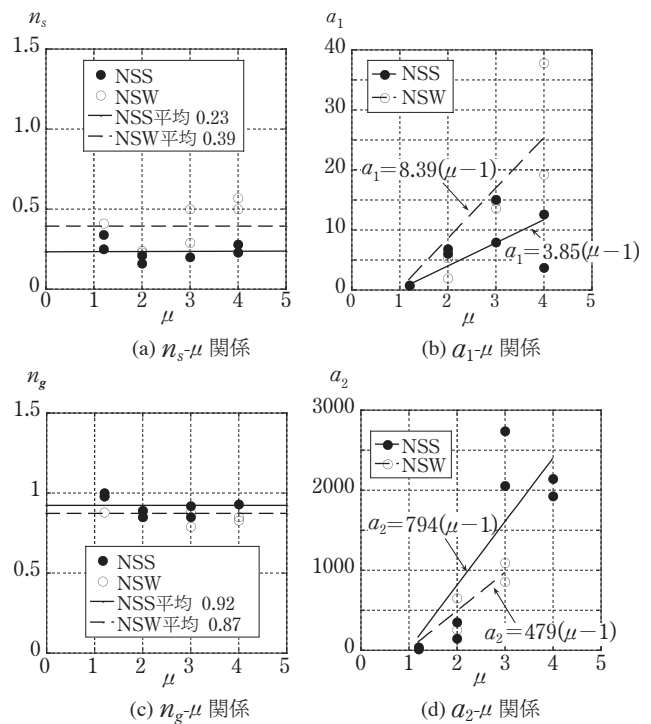


図9 亀裂進展に関する係数と振幅 μ の関係

た各係数の値を示し、それらと载荷振幅の関係をシリーズ毎に回帰分析した結果を図中の直線で示す。 n_s と n_g は μ によらずほぼ一定であるからそれぞれの平均をとり、 a_1 と a_2 は $\mu=1$ のときに $a_1=0$ 、 $a_2=0$ の点を通る直線で回帰分析した。ただし、NSW の载荷振幅が $4.0\theta_p$ の試験体は $n \geq n_g$ の領域での繰返し数が1回なので a_2 は得られない。得られた係数は図9に示すとおりで、この関係を用いて亀裂進展を表した亀裂進展曲線を実際の亀裂進展と重ねて図10に示す。NSW の载荷振幅が $4.0\theta_p$ の試験体は $n \geq n_g$ の領域で実際の亀裂進展の最後の1サイクルと同じ傾きをもつ直線としている。図中の実線は実験結果を示し、点線は回帰分析の結果から得た係数による計算値を示す。これより図8の関係に基づいて得た各係数は、実験の亀裂進展を示すのに有効であると考えられる。特に第2段階における亀裂進展速度の変化が载荷振幅の影響を受け、変形性能に大きく影響することが分かる。

4 有限要素解析による応力、歪の分布

4.1 目的

試験体の接合部を対象に有限要素解析を行い、ウェブ接合部の曲げ耐力が梁フランジ溶接部の歪集中および塑性変形能力に与える影響について検討する。なお、破壊起点のミクロな応力状態および歪状態にはピード形状や熱影響部の材質等が影響することが知られている¹³⁾が、本解析の目的は2つのシリーズにおける梁フランジの歪性状の相対的な差が梁の塑性変形能力に及ぼす影響を検討することにあるので、溶接部の詳細なモデル化は行っていない。

4.2 解析方法

図11に試験体に基づいて作成した解析モデルを示す。解析には汎用有限要素解析プログラム (ABAQUS Ver.6.6) を使用し、载荷方法は一方方向単調载荷とした。母材と溶接金属の応力度と歪度の関係は、素材の引張試験結果を多直線で近似して使用した。塑性域にお

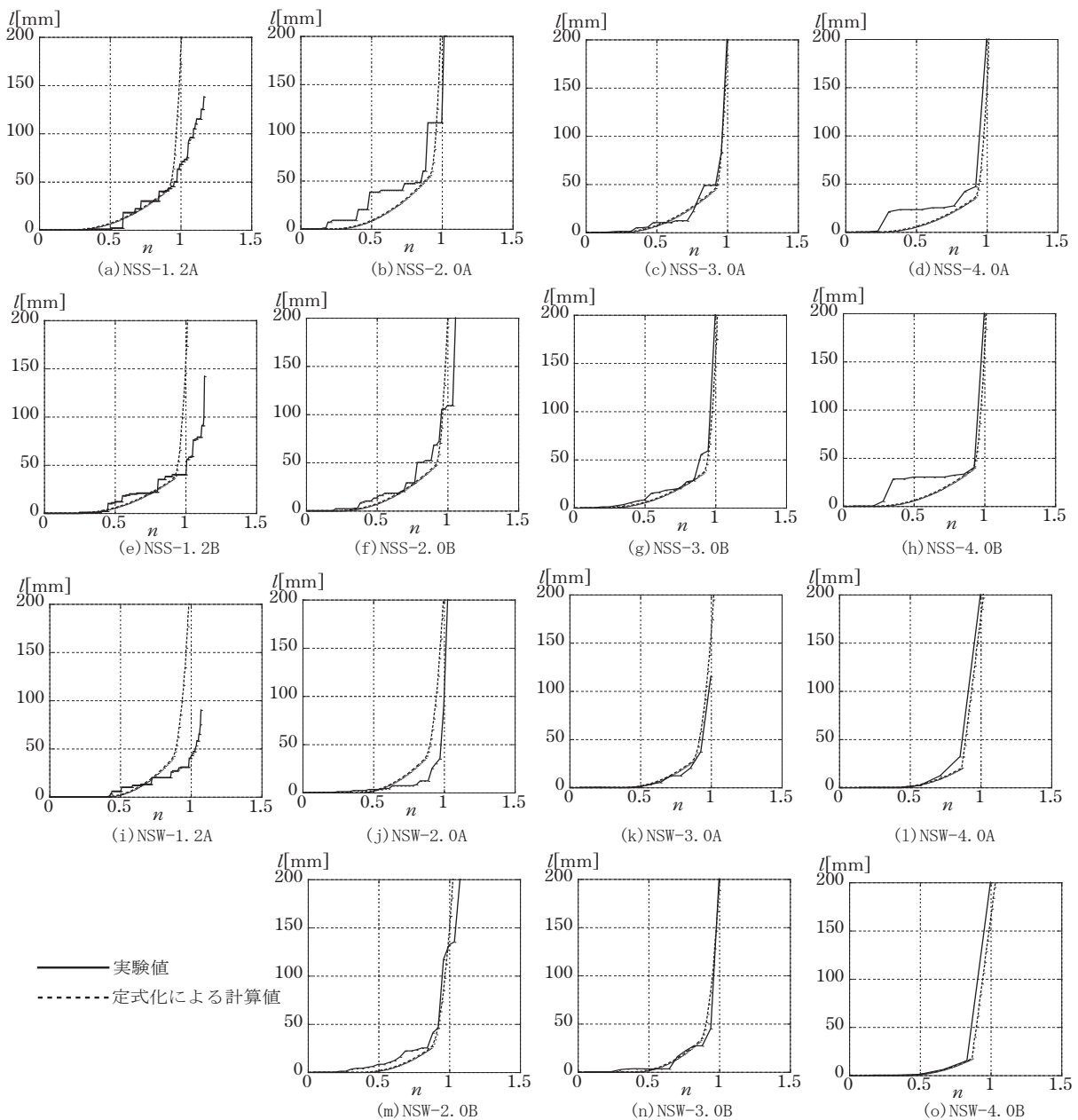


図10 亀裂進展の実験値と計算値

ける構成方程式は von Mises の降伏条件，連合流れ則および等方硬化則に基づく。

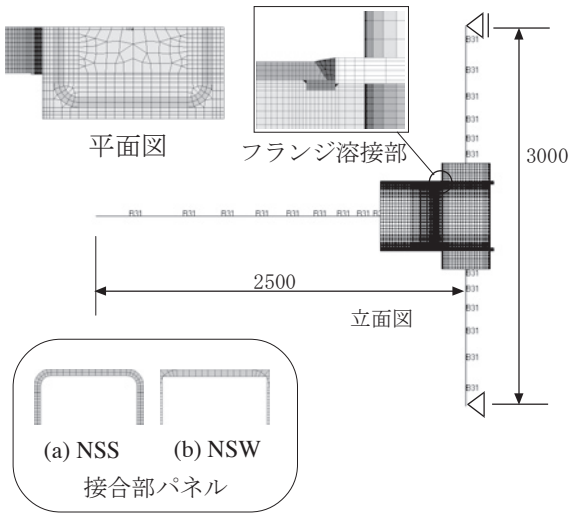


図 11 解析モデル (単位: mm)

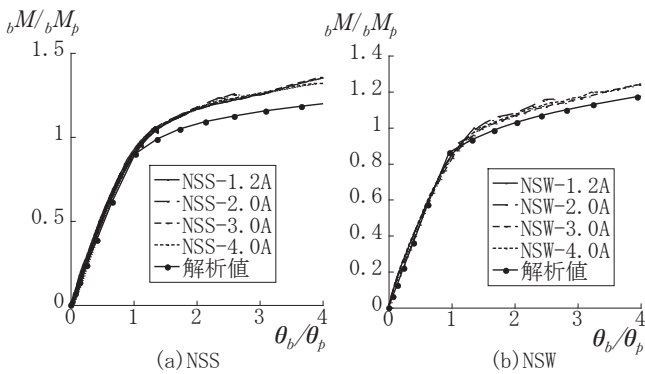


図 12 荷重 - 変形関係の骨格曲線と解析の比較

4.3 解析結果と実験結果の比較

実験から得た履歴ループより骨格曲線を作成し，解析結果と比較して図 12 に示す．図中は両シリーズの振幅ごとに 1 体しか示していないが，もう一体の試験体でも同じ傾向を示した．両シリーズとも塑性化後，実験値は解析値を若干上回るが，概ね良い対応を示す．

実験では梁端から 30mm の位置で梁のフランジ外側とウェブに歪ゲージを貼付し，40mm の位置で梁のフランジ内側に歪ゲージを貼付し，それぞれ歪を測定した．図 13 に各試験体の 1 サイクル目正載荷ピーク時におけるフランジの歪分布 (図中の ●, ○) を，同じ部材回転角の解析値と比較して示す．実験および解析ともフランジ幅方向には両端部の歪が中央に比べて大きくなる分布を示す．解析

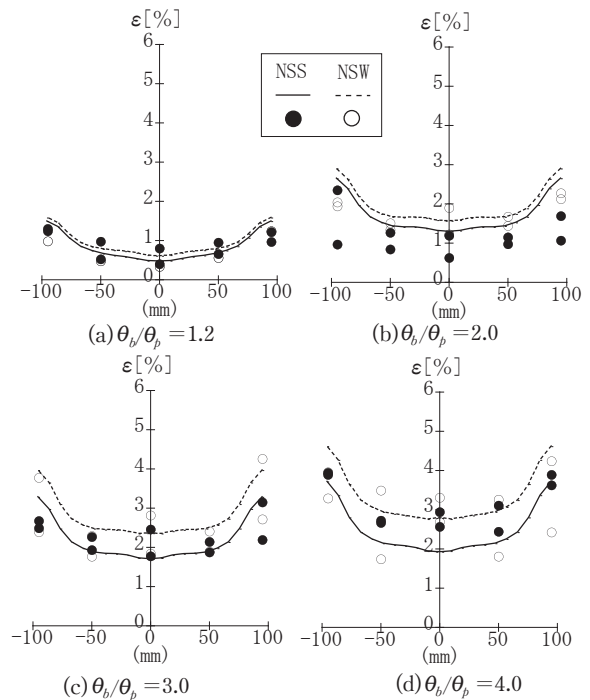


図 13 フランジの歪分布

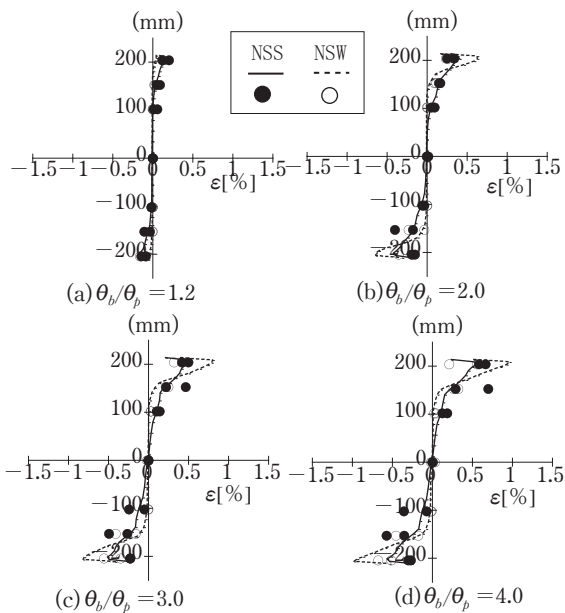


図 14 ウェブの歪分布

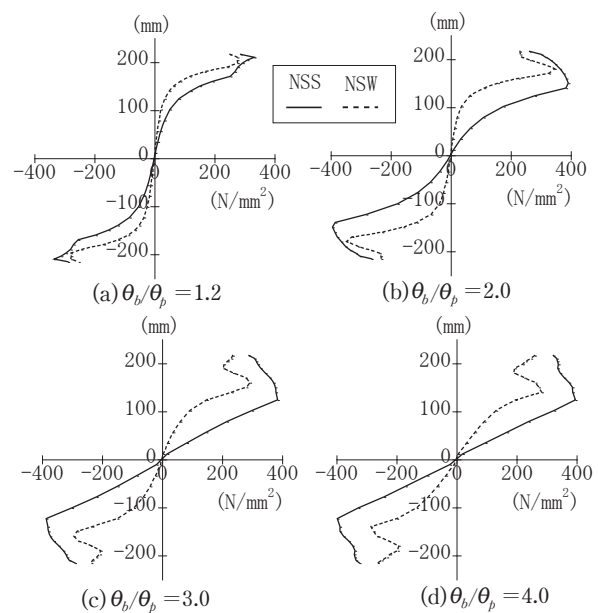


図 15 ウェブの応力分布

値では NSW シリーズの歪が NSS シリーズを上回り、変形が大きくなるに従い歪の差が大きくなる傾向を示し、実験値も概ねこの傾向と一致している。

試験体 NSS-4.0A と NSW-4.0A はウェブでも歪を測定した。1 サイクル目正載荷の $\theta_b/\theta_p=1.2, 2.0, 3.0$ および 4.0 におけるウェブの歪分布（図中の●, ○）を同じ部材回転角の解析値と比較して図 14 に示す。解析値では、NSS シリーズの歪は概ね平面保持の仮定に近似した分布を示すのに対して、NSW シリーズの歪は梁せい中央部の歪がほとんど 0 で、フランジ近傍の局所的な領域にだけ大きい歪が生じており、実験値も概ねこの傾向と対応している。

4.4 ウェブ接合部の応力分布

解析から得られた各変位振幅でのウェブ接合部における材軸方向応力の分布を図 15 に示す。実線の NSS シリーズでは変形が進行するとともに平面保持の仮定に基づくストレスブロックが形成されるが、点線の NSW シリーズにはフランジ近傍の限定的な領域にだけ大きな応力が生じている。この差は両実験シリーズの柱鋼管フランジの面外曲げ耐力の相違に起因する。

4.5 フランジおよびウェブの曲げモーメント伝達

図 16 に解析から得られた梁端の曲げモーメント M_b 、ウェブ接合部が伝達している曲げモーメント M_w およびフランジ接合部が伝達している曲げモーメント M_f と変形との関係を示す。図 16(a) では塑性化が始まる $\theta_b/\theta_p=1.0$ よりモデル NSW の荷重がモデル NSS の荷重を下回り始め、両試験体の耐力の差は変形が進んでもあまり変化しない。これは表 4 に示す振幅と最大耐力の傾向と一致している。図 16(b) の梁ウェブでは $\theta_b/\theta_p=1.0$ まで両モデルに差は無いが、 $\theta_b/\theta_p=1.0 \sim 2.0$ の間に伝達される曲げモーメント M_w に明瞭な差が生じ、 $\theta_b/\theta_p=2.0$ 以上ではこの差が保持されたままである。変形が進むと表 3 に示す各シリーズのウェブ接合部の最大曲げ耐力 M_{wu} に近づいている。図 16(c) の梁フランジでは両モデルのウェブの伝達曲げモーメントの差に起因してモデル NSW のフランジの負担曲げモーメント M_f がモデル NSS の M_f に比べて増大することが分かる。このような挙動から、図 5 の変形性能において振幅が $1.2\theta_p$ 程度に小さいときは NSS と NSW の差が小さく、 $2.0\theta_p$ 以上で差が広がることが説明できると考えられる。

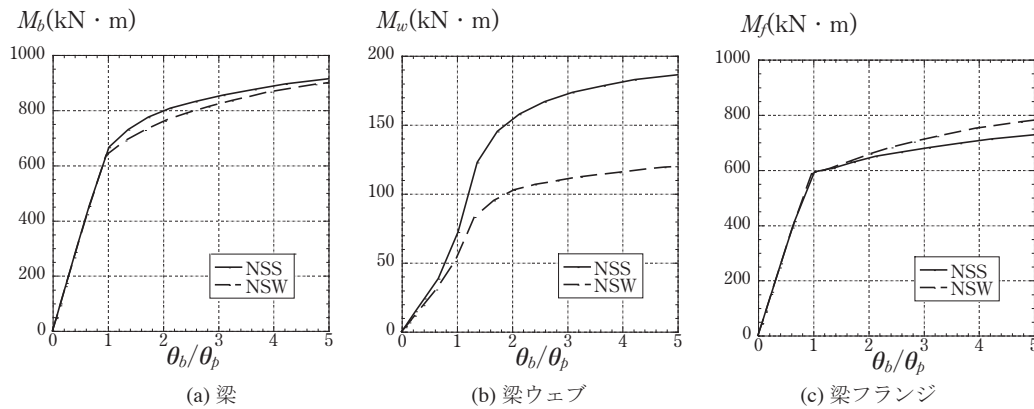


図 16 梁端接合部におけるフランジとウェブの曲げモーメント負担の割合

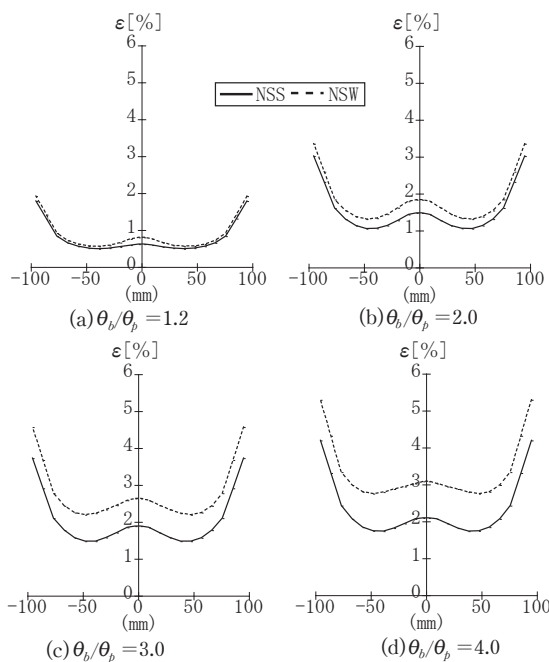


図 17 梁フランジ溶接部近傍の歪分布

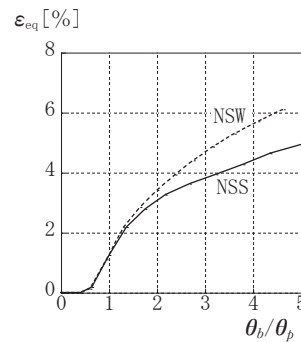


図 18 $\epsilon_{eq}-\theta_b/\theta_p$ 関係

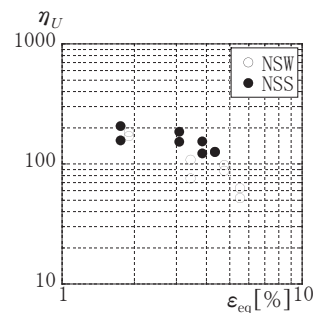


図 19 $\eta_U-\epsilon_{eq}$ 関係

4.6 梁フランジの歪集中と塑性変形能力

図 17 に溶接部に接する梁フランジ外表面要素の材軸方向歪の分布を示す。同一変形時にフランジの負担する曲げモーメントが、モデルNSSに比べてモデルNSWの方が大きいため、NSWの歪はNSSの値を上回り、変形の進行に伴い両者の差は大きくなる。歪集中点の相当塑性歪 ε_{eq} と変形との関係を図 18 に示す。同図より、両シリーズの $\theta_b/\theta_p=1.2, 2.0, 3.0$ および 4.0 の時点の ε_{eq} を求め、各試験体の累積塑性変形倍率 η と対応する ε_{eq} との関係を図 19 に両対数軸で示す。歪集中点の ε_{eq} で整理するとNSWシリーズの ε_{eq} は同一振幅時のNSSシリーズの ε_{eq} を上回るため、図 5(b)に比べてNSWのプロット点の横軸は右へ移動し、移動量は振幅が大きいほど大きい。その結果、NSS、NSWのシリーズの違いによらず ε_{eq} と η の関係は一つの直線上に近づくように見て取れる。シリーズの違いで見ると、 $\theta_b/\theta_p=1.2$ のとき ε_{eq} はほぼ同じで、 $\theta_b/\theta_p \geq 2.0$ で差が広がることは、図 16 で示したウェブ接合部の曲げモーメント伝達の差と同じ傾向であり、また図 5 の変形能力のシリーズ間の差に現れていると考えられる。

5. 結論

鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力に与える梁端接合部の最大曲げ耐力の影響を調べるため、490N級鋼梁と鋼管板厚の異なる柱を組み合わせた接合部耐力の異なる2種類の試験体について、4種類の振幅による定振幅繰返し載荷実験を行った結果、以下の知見を得た。

(1) 一定振幅載荷実験の履歴特性はいずれの試験体も安定した履歴を示し、載荷振幅 μ が1.2, 2.0の場合は耐力が低下した後に、載荷振幅が3.0, 4.0の場合はほとんど耐力が低下することなく、いずれも梁フランジ溶接部のフランジ母材側で最終破断に至った。

(2) $\mu-N_L$, $\mu-\eta$ 関係は各シリーズ毎に両対数軸上で線形となった。両関係とも同じ載荷振幅 μ に対してNSSシリーズの方が変形能力は大きな値をとるが、 μ が1.2程度に小さくなるとシリーズ間の変形能力の差はかなり小さくなる。

(3) 亀裂は応力が集中する溶接止端部から生じ、その進展状況は3つの段階に分けられる。亀裂が急激に進展するサイクル数と、終局に至るサイクル数はほぼ一致し、亀裂の進展から見た溶接部の破壊限界と接合部の耐力の低下から見た変形能力の限界はほぼ一致する。

(4) 亀裂の進展を3段階に分け、亀裂進展の加速度、亀裂が発生する時点と亀裂が急激に進展する時点のサイクル数を振幅との関係で定式化することにより、実験で生じた亀裂進展を定量的に表すことができ、その係数に振幅と接合部耐力が及ぼす影響を示した。

(5) 有限要素解析により塑性率2.0以上の振幅で梁ウェブの伝達曲げモーメントに大きな差が見られ、そのためフランジの伝達曲げモーメントとフランジ歪集中点での相当塑性歪はNSWシリーズの方が大きくなることが示された。これは、載荷振幅 μ が2.0以上の場合にシリーズ間の変形能力の差が大きくなった理由であると考えられる。

謝辞

本研究は科学研究費・基盤研究(A)(No.21246087)の助成を受けた。ここに感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 吹田啓一郎, 北村有希子, 五藤友規, 岩田知孝, 釜江克宏: 高度成長期に建設された超高層建物の長周期地震動に対する応答特性(想定南海トラフ地震の関西地域における予測波を用いた検討), 日本建築学会構造系論文集, 第611号, pp.56-61, 2007.1
- 2) 山田祥平, 北村有希子, 吹田啓一郎, 中島正愛: 初期超高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性能の検証, 日本建築学会構造系論文集, 第73巻, 第623号, pp.119-126, 2008.1
- 3) 吹田啓一郎, 北村有希子, 橋田勇生: 初期超高層建物柱梁接合部が保有する変形性能と接合部改良効果の検証, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻, 第636号, pp.367-374, 2009.2
- 4) 大熊武司, 中込忠男, 小川秀雄, 村井正敏, 上遠野明夫, 河合良道, 久保田一男, 津下一英, 下村祥一, 竹田篤司, 相馬雅彦, 加藤貴志, 岩田衛: 鋼構造柱梁溶接接合部の累積疲労損傷に関する実験的研究, その1~その12, 日本建築学会大会学術講演梗概集C, 構造II, pp.1145-1148, 1993.9, pp.1429-1432, 1994.9, pp.559-562, 1995.8, 同C-1, 構造III, pp.647-648, 1996.9, pp.363-364, 1997.9, pp.439-440, 1998.9, pp.613-616, 1999.9, pp.707-708, 2000.9
- 5) 小川秀雄, 大熊武司, 中込忠男: 大型試験体を用いた両振り一定振幅載荷の疲労強度: 鋼構造柱梁溶接接合部の累積疲労損傷評価 その1, 日本建築学会構造系論文集, 第535号, pp.149-156, 2000.9
- 6) 中込忠男, 瀬戸洋平: 溶接継手の多段多重振幅における累積疲労損傷に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻, 第639号, pp.945-951, 2009.5
- 7) 一戸康生, 桑村仁: 鉄骨の脆性破断に及ぼす繰返し変位振幅の影響-鉄骨破断に関する研究 その3, 日本建築学会構造系論文集, 第534号, pp.145-151, 2000.8
- 8) 桑村仁, 高木直人: 「破断履歴の相似則」の検証, 日本建築学会構造系論文集, 第548号, pp.139-146, 2001.10
- 9) 桂大輔, 宮沢秀明, 桑村仁: 繰返し載荷による鋼梁の延性破断, 日本建築学会構造系論文集, 第588号, pp.157-164, 2005.2
- 10) 吹田啓一郎, 橋田勇生, 佐藤篤司: 実験による変形能力と亀裂の成長, (繰返し塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力 その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), C-1, 構造III, pp.1021-1024, 2009.8
- 11) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 第2版, p.135, 2006
- 12) 吹田啓一郎, 田中剛: 角形鋼管柱に接合される梁ウェブ接合部の曲げ耐力, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第7巻, 第26号, pp.51-58, 2000.6
- 13) 周志光, 桑村仁: 鉄骨柱-梁溶接接合部の形状ノッチおよび材質ノッチ: 鉄骨接合部の応力・ひずみ状態 その4, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻, 第637号, pp.551-559, 2009.3
- 14) 真鍋義貴, 吹田啓一郎, 佐藤篤司, 津嘉田敬章, 田中剛, 蘇鐘鈺: 塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力(その3, その4), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第50号構造系, pp.177-184, 2010.6
- 15) 吹田啓一郎, 真鍋義貴, 佐藤篤司, 田中剛, 津嘉田敬章, 蘇鐘鈺: 塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力(その3, その5), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), C-1, 構造III, pp.769-762, 2010.9

(2010年10月9日原稿受理, 2011年2月23日採用決定)