

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	局部座屈および延性き裂により耐力劣化が生じる溶接組立H形断面梁部材の繰返し履歴下における性能評価
Title(English)	EVALUATION OF STRUCTURAL PERFORMANCE OF BUILT-UP I-SHAPED BEAM MEMBERS WITH RESISTANCE DEGRADATION DUE TO LOCAL BUCKLING AND DUCTILE CRACK PROPAGATION UNDER CYCLIC LOADING
著者(和文)	五十嵐 規矩夫, 三井 和也, 森 光士郎, 木村 征也, 内田 衛, 二階堂 真人, 桑田 涼平
Authors(English)	Kikuo Ikarashi, Kazuya Mitsui, Koshiro Mori, Seiya Kimura, Mamoru Uchida, Masato Nikaido, Ryohei Kuwada
出典(和文)	日本建築学会構造系論文集, Vol. 91, No. 840, pp. 306–317
Citation(English)	Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 91, No. 840, pp. 306–317
発行日 / Pub. date	2026, 2
権利情報	一般社団法人 日本建築学会

局部座屈および延性き裂により耐力劣化が生じる 溶接組立H形断面梁部材の繰返し履歴下における性能評価

EVALUATION OF STRUCTURAL PERFORMANCE OF BUILT-UP I-SHAPED BEAM MEMBERS WITH RESISTANCE DEGRADATION DUE TO LOCAL BUCKLING AND DUCTILE CRACK PROPAGATION UNDER CYCLIC LOADING

五十嵐 規矩夫^{*1}, 三井 和也^{*2}, 森 光士郎^{*3}, 木村 征也^{*4},
内田 衛^{*5}, 二階堂 真人^{*6}, 桑田 涼平^{*6}

*Kikuo IKARASHI, Kazuya MITSUI, Koshiro MORI, Seiya KIMURA,
Mamoru UCHIDA, Masato NIKAIDO and Ryohei KUWADA*

This study investigates the influence of member geometry and loading history on the deformation capacity of welded I-shaped steel beam members under cyclic loading that permits local buckling. Three ultimate limit states are defined, and deformation capacity curves up to each state are established based on the lower-bound results from constant-amplitude cyclic loading tests. It was confirmed that beam members experiencing large-amplitude cycles inducing local buckling exhibit improved deformation capacity compared to those with lower local buckling damage. This is attributed to strength degradation in the beam and the resulting mitigation of plastic strain accumulation at the welded ends.

Keywords: *I-shaped beam, Local buckling, Loading protocol, Collapse mode, Plastic deformation capacity, Fatigue characteristic*

H形断面梁部材, 局部座屈, 載荷履歴, 崩壊形式, 塑性変形能力, 疲労性能

1. 序

2003年の十勝沖地震, 2004年の新潟中越地震, 2011年の東北地方太平洋沖地震では長周期地震動が観測され, 比較的長い固有周期を持つ超高層建築物では長時間にわたる大きな揺れが発生したことが報告されている^{1),2)}など。近年, 南海トラフを震源域とする巨大地震の発生や同一地域を震源域とした複数回にわたる強振動の発生も危惧され, 超高層建築物や免振建築物で利用される梁部材の破断に至るまでの塑性変形性能に対する関心が高まっている。こうした現状を踏まえ, 建築基準整備促進事業が発足し, 鉄骨部材および部分骨組に関する多数回繰返し載荷実験が行われている³⁾。ここでは, スカラップの有無等の梁端ディテールごとに梁端溶接部の破断寿命 N_f の実験回帰式が提案され, 超高層建築物の設計に関する梁端破断を防止するためのガイドラインが整備されつつある。さらに, 中低層鉄骨造建築物も長時間揺れ続けることによる梁端部の破断が懸念されるため, これら梁端部の破断の有無に関する検証が取り入れられる動きも見られる⁴⁾。このような中で, 梁端部の破断に関する性能を評価した疲労曲線のデータの蓄積がより一層求められるのが現状である。

澤本ら⁵⁾や吹田ら⁶⁾の既往研究により局部座屈の発生を伴う梁端

部の破断では, 破断に至るまでのH形断面梁部材の変形性能が向上することが指摘されているが, H形断面梁部材で発生する局部座屈モードには曲げや曲げせん断といった複数の挙動が存在することが知られている⁷⁾⁻¹¹⁾など。既往研究で使用された試験体の部材形状は限定的であるため, 部材形状に応じて変化するこれら局部座屈形式の違いが繰返し履歴下における劣化挙動に与える影響については十分に検証されていない。局部座屈の発生を許容した場合には, 局部座屈の進行に伴う耐力劣化が生じ, 繰返し履歴下におけるエネルギー吸収量が低下する恐れがある一方で, 既往研究の性能評価指標にサイクル数を用いた研究例が多く, 局部座屈が発生した場合と発生しなかった場合のエネルギー吸収量に関係した検討は十分でない。

以上より, 本論文では溶接組立H形断面梁部材を対象として, 局部座屈の発生を許容した繰返し載荷実験を行うことで, 部材形状や載荷履歴が溶接組立H形断面梁部材の繰返し履歴下の変形性能に与える影響を把握し, 局部座屈の発生を許容した場合の新たな変形性能評価式を提案することを目的とする。一般的にH形断面梁部材の繰返し載荷実験は梁端部に柱梁接合部を有した試験体を用いることが多いが, 本論文は事象を単純化し, 局部座屈に影響する基礎的な

*1 東京科学大学 環境・社会理工学院建築学系 教授・博士 (工学)
*2 東京科学大学 環境・社会理工学院建築学系 准教授・博士 (工学)
*3 元 東京科学大学 環境・社会理工学院建築学系 修士 (工学)
*4 日建設計 エンジニアリング部門 構造設計グループ 修士 (工学)
*5 日建設計 エンジニアリング部門 構造設計グループ 学士 (工学)
*6 日本製鉄 (株) 鋼構造研究部 修士 (工学)

Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Institute of Science Tokyo, Dr.Eng.
Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Institute of Science Tokyo, Dr.Eng.
Former Graduate Student, Institute of Science Tokyo, M.Eng.
Nikken Sekkei Ltd., Structural Design Division, Engineering Department, M.Eng.
Nikken Sekkei Ltd., Structural Design Division, Engineering Department, B.Eng.
Steel Structures Research Lab., Nippon Steel Corporation, M.Eng.

パラメータが変形性能に与える影響に関する検討を行うため、梁端部にエンドプレート有する試験体で実験を行う。

本論文では、まず2章で梁端破断を伴うH形断面梁部材の既往研究についてまとめ、3章で部材形状と载荷履歴を実験変数とした繰返し载荷実験を実施している。本論文の構造実験では同一形状の試験体に対して複数の载荷履歴による繰返し水平力を作用させ、繰返し载荷履歴が崩壊形式や耐力劣化挙動に与える影響を確認している。4章では構造実験で得られた崩壊形式とき裂進展状況を分析し、部材形状や载荷振幅の違いがH形断面梁部材の崩壊形式に与える影響について考察している。5章では定振幅繰返し履歴を受ける梁部材の性能評価を行っている。また、局部座屈の発生を許容した本実験と局部座屈を拘束した既往実験を比較し、局部座屈の発生を許容したH形断面梁部材の新たな性能評価式を提案している。最後に漸増载荷のような振幅が変動する繰返し载荷履歴を受けた場合の変形性能を定振幅载荷実験から定めた性能評価式に基づき評価を行っている。

2. 梁端破断を伴うH形断面梁部材の変形性能に関する既往研究

一般に繰返し履歴を受けるH形断面梁の終局状態として梁端溶接部の破断と局部座屈が挙げられる。板要素の幅厚比が極端に小さく局部座屈が発生しにくい、あるいは、局部座屈変形が拘束された条件で繰返し履歴を受けるH形断面梁部材は、梁端溶接部にき裂が生じるまでの耐力劣化はわずかであり、その後急激な耐力喪失を伴う脆性破断が生じることがある。1994年米国ノースリッジ地震では、梁部材が塑性化する前に梁端溶接部で脆性破断が生じ、甚大な被害をもたらした¹²⁾。1995年に発生した兵庫県南部地震でも、梁仕口部のスカラップ底を起点として下フランジの脆性破断が生じたことで、構造物の倒壊に繋がった事例が報告されている¹³⁾。これら災害が契機となり、井上ら¹⁴⁾、田渕ら¹⁵⁾、中島ら¹⁶⁾、多田ら¹⁷⁾、井上ら¹⁸⁾によって柱梁接合部の変形性能に関する実験的な検討が行われている。この一連の研究では漸増繰返し载荷が採用され、接合形式、梁部材形状および鋼種、スカラップ形状、ダイアフラム板厚を実験変数として、変形性能と破断状況に及ぼす影響が詳細に報告されている。また、吹田らのT字形の部分架構を用いた一連の研究¹⁹⁾⁻²⁴⁾では、長周期地震動によって生じる変位が一定の定振幅载荷を主な载荷履歴として、スカラップの有無や载荷振幅、梁断面寸法、床スラブ、梁端接合部の形式が変形性能に及ぼす影響が体系的に調査され、破断寿命の回帰式が示されている。一方で、この研究の中で使用された梁部材は、複数枚のリブにより局部座屈の発生が抑制されている。1章で述べた建築基準整備促進事業²⁾でも同様に、実験回帰式が局部座屈を拘束した状況下で実施した実験結果に基づいて設定されている。なお、近年では比較的板厚が薄く、幅厚比の大きい部材も塑性変形性能を期待する梁部材として使用されるようになってきている。このような幅厚比の大きい部材では局部座屈の発生を許容した設計を行っているが、繰返し履歴を受ける梁部材の変形性能に局部座屈が与える影響は既存の評価式には盛り込まれていないのが現状である。

局部座屈を伴う梁端破断により変形能力が決定される研究例は少なく、そのほとんどは局部座屈による顕著な耐力劣化が生じる大きな振幅の実験結果である。したがって、局部座屈の発生が許容された上で長周期地震動によって梁部材が受けるであろう比較的小さな振幅での定振幅载荷実験の例はまだ少ない。研究例は少ないものの、

局部座屈の発生を許容した試験体を用いた澤本らの実験では、梁部材のウェブ厚が薄くなるとスカラップ底の応力集中が緩和されることから、き裂発生が遅れ、破断寿命が向上すると報告されている⁵⁾。吹田らは幅厚比を実験変数とした繰返し载荷実験を実施し、局部座屈を拘束しない場合は破断寿命が向上することを報告している⁶⁾。破断寿命の向上は幅厚比の大きい試験体ほど顕著にみられ、局部座屈の発生による梁端部における軸方向ひずみ振幅の低下に起因することを示している。したがって、局部座屈を抑制することは建築物の安全上、必ずしも有利ではないと考えられる。

これまでに、変位振幅が一定の履歴下における局部座屈の発生の有無が破断に至るまでの変形性能に及ぼす影響を検討した研究例を示してきた。一方で、载荷履歴も変形性能に影響を及ぼす因子の一つである。定振幅履歴は定振幅量と終局耐力時までの性能を関係づける疲労曲線構築のための基礎的な検討となりうる一方で、実際の地震動を想定すると、これら一定変位振幅を伴う载荷履歴のみならず、変動振幅履歴下におけるH形断面梁部材の性能を把握する必要がある。変動振幅履歴について検討した例として、五十嵐らはウェブ幅厚比の大きなH形断面梁を対象として、漸増振幅履歴を与え、板要素の局部座屈発生後の履歴形状について検討し、ウェブ座屈後の垂直座屈を誘導した場合に劣化勾配が大きくなることを示している²⁵⁾。浅井らは400 N/mm²級鋼材から550 N/mm²級鋼材を使用した鉄骨梁端接合部の構造実験を行い、梁フランジ端部のひずみをデジタル画像相関法を用いて分析することで、鋼材強度に依らない梁端局所ひずみの履歴を用いた破断判定手法を提案している²⁶⁾。木村はフランジ幅厚比、せん断スパン比、载荷履歴をパラメータに単調载荷と複数の漸増振幅履歴を用いた繰返し载荷実験を行っており、骨格曲線のエネルギー吸収量に対するバウシinger部エネルギー吸収量の割合であるバウシinger効果係数を用いたエネルギー評価手法を提案している²⁷⁾。ここで示した変動振幅履歴下における検討は、漸増振幅履歴を採用しているのが特徴である。漸増振幅履歴を受ける試験体は、その履歴特性から損傷が徐々に増大するため、最終的に局部座屈によって終局状態が決定することが多い。また、漸増振幅履歴から得られる骨格曲線を用いることで、単調载荷に基づいた性能評価が可能であることも示され、これら骨格曲線の累積塑性変形倍率は、地震力を受ける鉄骨ラーメン架構の静的増分解析における部材保有性能の指標として用いられている。

一方、骨格曲線から得られる変形性能のみで実際の地震動を想定した梁端ヒンジの性能を評価できるとは考え難く、近年懸念が高まっている直下型地震のようなパルス型の地震動を想定した場合、大きな損傷を受けた梁部材が、その後の小さな揺れを受け続けた場合に発揮する性能とは異なると想像される。したがって、これまで多く実施された漸増振幅履歴のみならず、初期に局部座屈が生じる大振幅と、その後にき裂が進展する小振幅を経験するような繰返し履歴の性能評価が必要であるといえる。直近の研究例として山崎らは局部座屈とフランジ破断が伴う梁部材が吸収するエネルギー量と繰返し载荷履歴の関係性を実験により定量化しているが、局部座屈または梁端破断が生じる条件と载荷履歴の関係性は明示されていない²⁸⁾。また、伊藤らは漸増振幅を受け、局部座屈が発生する実験結果を含んだデータベースを利用して累積損傷評価を行っているが、この研究例でも局部座屈発生の有無が変形性能に及ぼす影響については明

示されていない²⁹⁾。このように、局部座屈が発生する繰返し履歴下の影響の試験的検討例はいまだ少なく、局部座屈が発生したことによる崩壊形式の変化と変形性能の関係性は不明瞭という状況にある。

3. 繰返し曲げせん断を受ける溶接組立 H 形断面梁部材の梁端破断実験

3.1. 繰返し曲げせん断実験の試験体および計測計画概要

本章では同一形状の部材に対して複数種類の繰返し载荷実験を実施し、実験変数である载荷履歴の違いが、溶接組立 H 形断面梁部材の繰返し履歴下の劣化挙動と破断状況に与える影響について考察する。試験体形状および载荷装置を Fig. 1(a) に示す。試験体はエンドプレートに H 形断面梁部材が溶接接合された片持ち梁形式である。横座屈の発生を防止するため、2 箇所に横座屈補剛が施されている。梁部材は溶接組立 H 形断面であり、ウェブとフランジとの溶接ワイヤには YM-60C を使用し、隅肉溶接を行っている。梁フランジとエンドプレートとの溶接は溶接ワイヤ YM-60C を用いた全周完全溶け込み溶接であり、両フランジとも外開先としている。溶接入熱量の上限値は 30 kJ/cm とし、パス間温度の上限値は 250 °C として設定している。エンドタブにはスチールタブを用い、溶接後、グラインダーにより滑らかに仕上げている。ほとんどの試験体は Fig. 1(b.1) に示すように、ガウジングにより裏はつりを行い、後溶接を行っているが、一部試験体では Fig. 1(b.2) に示すように裏当て金を用いている。この溶接ディテールの影響については 4 章で示しているが、破断に至るまでの変形性能にほとんど影響がないことが確認されている。なお、本実験では局部座屈を伴う破断現象を対象としているため、梁端部には補剛リブを配置していない。

本論文で使用する記号の定義を Table 1 に示す。実験変数の一つである部材形状は全 6 シリーズであり、Table 2 にその一覧を、実験で使用した鋼材の機械的性質を Table 3 に示している。試験体の選定には基準化幅厚比 W_F とせん断曲げ応力比 α を用いている⁷⁾。基準化幅厚比 W_F はウェブとフランジの連成座屈効果を考慮した座屈耐力式を基に導出された幅厚比指標であり、1.00 以下の範囲では塑性変形能力を確保すると推定されるため、Table 2 に示すように、本実験では W_F の値をおおよそ 0.65 から 1.00 の範囲で決定した。せん断曲げ応力比 α はせん断応力と曲げ応力の比率を表す指標であり、その値が小さいほど曲げ応力が支配的なフランジ局部座屈が先行して生じ、大きいほどせん断応力が支配的なウェブのせん断座屈が生じる。一般的な長さの梁部材はせん断曲げ応力比 α の値で 1/6 前後となるが、この $\alpha = 1/6$ を境界として弾性座屈モードが曲げ型 (No. 1, 2, 6) と曲げせん断型 (No. 3, 4, 5) に分類される。さらに、筆者らが提案した部材形状に応じて変化する局部座屈崩壊形式を考慮した応力状態区

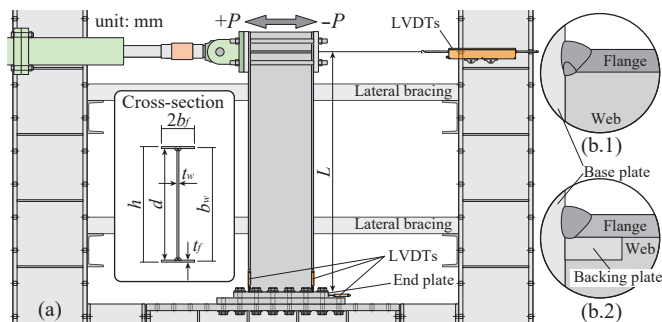


Fig. 1 Experimental setup and welded connection details

Table 1 Variables, formulae and definitions

E : Modulus of elasticity [GPa]	ν : Poisson's ratio [-]
σ_y : Yield stress [MPa]	σ_u : Tensile strength [MPa]
E_{long} : Elongation [%]	Y.R.: Yield ratio [%]
σ_{yw} : Yield stress of web [MPa]	σ_{yf} : Yield stress of flange [MPa]
A_w : Gross area of web [mm ²]	A_f : Gross area of flange [mm ²]
λ_w : Web aspect ratio [-] (= L/b_w)	β : Moment gradient ratio [-]
α : Shear-bending stress ratio ⁷⁾ [-]	W_F : Coupled slenderness factor ⁷⁾ [-]
α_p : Stress-based index for classifying local buckling modes ⁹⁾ [-]	
W_{Fp} : Slenderness factor considering local buckling modes ⁹⁾ [-]	
M_p : Plastic bending moment [kN·m]	
θ_p : Elastic chord rotation angle corresponding to M_p	
N_u : Number of cycles until M_u	η_u : Cumulative plastic chord rotation rate until M_u
$\eta_{e,u}$: Absorbed energy until M_u	N_f : Number of cycles until fracture
$\eta_{e,f}$: Absorbed energy until fracture	
η_f : Cumulative plastic chord rotation rate until fracture	
$W_F = \sqrt{\frac{1}{k^2} \left(\frac{b_w/t_w}{\sqrt{E/\sigma_{yw}}} \right)^2 + \left(3.43 - \frac{25.0}{k^2} \right) \left(\frac{b_f/t_f}{\sqrt{E/\sigma_{yf}}} \right)^2} \quad (2.1)$	
$k = \begin{cases} 4.4 & \alpha < 1/6 \\ 5.18 - 4.6\alpha & 1/6 \leq \alpha \leq 1/2 \\ 2.9 & \alpha > 1/2 \end{cases} \quad (2.2) \quad \alpha = \left(\frac{1}{6} + \frac{A_f}{A_w} \right) \frac{\beta}{\lambda_w} \quad (2.3)$	
$W_{Fp} = W_F (1 + \alpha_p - \alpha) \quad (2.4)$	
$\alpha_p = \begin{cases} 0.10 (P_{FB} - 2.5)^2 + 1/6 & (P_{FB} \leq 2.5) \\ \alpha & (P_{FB} > 2.5) \end{cases} \quad (2.5) \quad P_{FB} = \frac{t_f/t_w}{7b_f/b_w} \quad (2.6)$	

Table 2 Geometric parameters for experimental testings

No.	Size	L	W_F	α	W_{Fp}	$\alpha_p - \alpha$	M_p	θ_p
No. 1	H-350×100×6×6	1750	0.80	0.090	1.04	0.031	154	0.00855
No. 2	H-350×100×6×9	1750	0.67	0.118	0.78	0.016	182	0.00797
No. 3	H-350×90×4.5×12	1750	0.82	0.169	0.82	-0.003	196	0.00823
No. 4	H-400×100×6×16	1750	0.66	0.189	0.64	-0.022	313	0.00697
No. 5	H-380×125×4.5×9	1750	0.96	0.178	1.01	0.053	210	0.00689
No. 6	H-480×150×6×9	2000	0.91	0.152	1.05	0.15	341	0.00618

Table 3 Material properties obtained from coupon tests

No./Part (W:Web, F:Flange)	t	Grade	E	σ_y	σ_u	Y.R.	E_{long}
No. 1/W, No. 2/W	6.0	SM490A	204	407	519	78.4	37.0
No. 2/F	9.0	SM490A	205	372	484	76.8	37.4
No. 3/W	4.5	SM490A	201	429	558	76.8	31.9
No. 3/F	12.0	SM490A	214	395	499	79.1	—
No. 4/W	6.0	SM490A	212	383	536	71.5	—
No. 4/F	16.0	SM490A	212	382	532	71.8	—
No. 5/W	4.5	SM490A	218	461	561	82.1	29.0
No. 5/F, No. 6/F	9.0	SN490B	210	339	511	66.3	40.0
No. 6/W	6.0	SM490A	211	393	543	72.4	33.5

分指標⁹⁾ α_p に基づけば、 $\alpha_p - \alpha$ が正となるNo. 1, 2, 5, 6では、塑性域における座屈挙動が曲げ型に、負となるNo. 3, 4ではせん断型に分類される。さらに、構造的な性能指標⁹⁾ W_{Fp} に基づく、曲げ型の崩壊形式は W_{Fp} が1.3、せん断型は W_{Fp} が1.1以下であれば塑性変形能力を確保すると判断できるため、全ての試験体で変形性能が期待できる。

変位計の設置状況をFig. 1(a)に示す。変位計は試験体頭部の水平変位と脚部のエンドプレートの水平変位および回転をそれぞれ計測している。計測された試験体頭部の水平変位からエンドプレートの水平変位を除去した上で、一度試験体の部材角を求め、この値からエンドプレートの回転による部材角分を除去し、変位制御用の部材角 θ を算出している。荷重 P はオイルジャッキに接続したロードセルにより計測し、エンドプレートから荷重位置までの試験体長さ L を乗じることで、梁端に生じる曲げモーメント M を算出している。

3.2. 繰返し履歴の設定

本論文で採用した繰返し荷重履歴と試験体の関係をTable 4に示しており、荷重履歴は変位振幅が一定の定振幅荷重 (Cシリーズ)、Fig. 3に示す漸増繰返し荷重 (S.I.シリーズ) および漸減後に定振幅荷重に移行する繰返し荷重 (S.D.シリーズ) の3種類に大別される。

まず、定振幅履歴の振幅量 θ_c は、単調荷重を受け局部座屈によ

て決定される最大耐力時の部材角 θ_{max} を基準とし、この基準部材角に対する大小で決定している。これは筆者らが矩形断面柱部材を対象とした繰返し履歴を受ける曲げせん断実験を実施し、繰返し履歴の最大振幅が単調荷重の最大耐力時の振幅を上回る場合は、履歴の進行とともに局部座屈の進展による耐力劣化が発生し、下回る場合は柱脚溶接部の延性き裂進展により耐力劣化が発生するため、履歴挙動が変化すると報告していることに起因する³⁰⁾。H形断面梁部材も同様の傾向が確認できる可能性があるため、本論文でも試験体シリーズごとに一方単調荷重実験を実施し、最大振幅量を決定している。Fig. 2に一方単調荷重を行った試験体の曲げモーメント - 部材角関係を示す。縦横軸は全塑性モーメント M_p と全塑性モーメント M_p に対する弾性部材角 θ_p によってそれぞれ基準化している。一方単調荷重実験は最大耐力を経験し、耐力が全塑性モーメント M_p まで劣化した時点まで荷重を行っていき、No. 1, 2, 5, 6については全塑性モーメント M_p まで劣化した時点の部材角を定振幅履歴の振幅量 θ_c として、定振幅荷重を実施している。定振幅履歴は全ての試験体シリーズで行い、一方単調荷重における最大耐力時の部材角 θ_{max} を基準に θ_c/θ_{max} を0.33から3.89の範囲で振幅量を決定している。試験体名のCに続く数値が振幅量 θ_c/θ_{max} を表す。

Table 4 Summary of the test results

Series	Name	Backing plates	Loading protocol	θ_c/θ_{max}	θ_c/θ_p	F.M.	Number of cycles N					Absorbed energy η_e			Cumulative plastic deformation η		
							N_b	N_c	N_{Mp}	N_{90}	N_f	$\eta_{e,Mp}$	$\eta_{e,90}$	$\eta_{e,f}$	η_{Mp}	η_{90}	η_f
No. 1	N1n_C0.65	Absence	C	0.65	1.44	FBE	171	149	3	120	200	2.6	143	239	3.4	205	356
	N1n_C0.82	Absence	C	0.82	1.82	FB-2	2	16	7	9	82	15.6	20.2	174	18.9	24.6	272
	N1n_C1.00	Absence	C	1	2.22	FB-2	1	10	3	3	49	10.1	10.1	145	11.4	11.4	231
	N1n_C1.48	Absence	C (Mono.)	1.48	3.28	-	1	9	1	1	-	4.8	5.1	-	5.2	5.5	-
No. 2	N2n_C0.50	Absence	C	0.5	2.01	FBE	64	86	56	54	112	142	137	283	176	170	372
	N2n_C0.75	Absence	C	0.75	3.01	FB-2	1	20	7	6	37	42.6	33.2	189	45.8	35.1	270
	N2n_C1.00	Absence	C	1	4.02	FB-2	1	5	3	2	21	23.1	17.9	149	23.6	18.2	225
	N2n_C1.97	Absence	C (Mono.)	1.97	7.93	-	1	2	1	1	-	16.1	7.3	-	16.7	6.7	-
No. 3	N3n_C0.53	Absence	C	0.53	3.73	FB-1	3	25	9	7	31	78.5	60.3	234	83.6	63.0	330
	N3n_C0.74	Absence	C	0.74	5.23	FB-1	1	6	4	3	19	49.8	41.4	179	51.5	42.4	298
	N3n_C1.00	Absence	C	1	7.07	-	1	2	2	2	-	29.0	28.1	-	28.9	28.0	-
	N3n_Mono.	Absence	Mono.	1.58	11.17	-	1	-	1	1	-	9.6	9.6	-	8.8	8.8	-
	N3n_S.I.A	Absence	S.I.A	-	-	FB-2	23	30	31	30	-	63.0	49.8	-	68.4	54.2	-
No. 4	N4n_C0.33	Absence	C	0.33	4.1	FBE	8	6	16	15	18	170	155	182	170	154	187
	N4n_C0.58	Absence	C	0.58	7.17	FB-1	10	3	4	2	12	90.3	44.5	205	85.5	40.2	256
	N4n_Mono.	Absence	Mono.	1.97	24.27	-	1	-	1	1	-	27.5	21.1	-	23.0	17.1	-
	N4n_S.D.1	Absence	S.D.1	-	-	FB-1	1	2	4	2	138	51.8	33.2	242	48.7	29.4	354
	N4n_S.D.2	Absence	S.D.2	-	-	FB-1	1	2	4	3	213	77.9	62.9	354	72.5	56.1	573
N4n_S.I.A	Absence	S.I.A	-	-	FB-1	25	28	33	32	33	140	119	142	135	114	138	
No. 5	N5b_C0.50	Presence	C	0.5	1.7	FBE	40	70	93	102	282	186	204	560	229	252	739
	N5n_C0.50	Absence	C	0.5	1.7	FBE	50	150	60	87	308	119	174	601	147	217	823
	N5b_C1.00	Presence	C	1	3.4	FB-2	1	55	4	3	85	30.4	18.8	476	32.1	19.1	765
	N5b_C2.70	Presence	C (Mono.)	2.7	9.19	FB-2	1	4	1	1	14	26	23.8	205	24.1	22.4	421
	N5b_S.D.3	Presence	S.D.3	-	-	FB-2	1	350	5	2	404	26.5	15.6	809	27.9	15.4	1208
N5b_S.I.J	Presence	S.I.J	-	-	FB-2	3	8	5	3	14	39.2	15.1	142	41.1	15.3	257	
No. 6	N6b_C0.68	Presence	C	0.68	1.5	FBE	50	260	87	131	407	120	182	574	155	240	809
	N6n_C1.00	Absence	C	1	2.2	FB-2	2	27	8	6	118	28.6	19.5	373	31.8	21.4	544
	N6b_C1.72	Presence	C	1.72	3.78	FB-2	1	27	2	2	38	17.1	16.4	235	17.9	17.2	389
	N6b_C3.89	Presence	C (Mono.)	3.89	8.55	FB-2	1	6	1	1	12	7.3	6.0	162	7.0	5.7	299
	N6b_S.D.4	Presence	S.D.4	-	-	FB-2	2	260	23	4	433	39.2	11.9	637	48.2	13.0	900
	N6n_S.I.J	Absence	S.I.J	-	-	FB-2	3	8	4	3	16	19.5	9.2	153	20.7	9.8	311

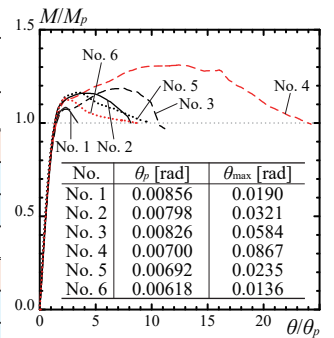


Fig. 2 Monotonic loading

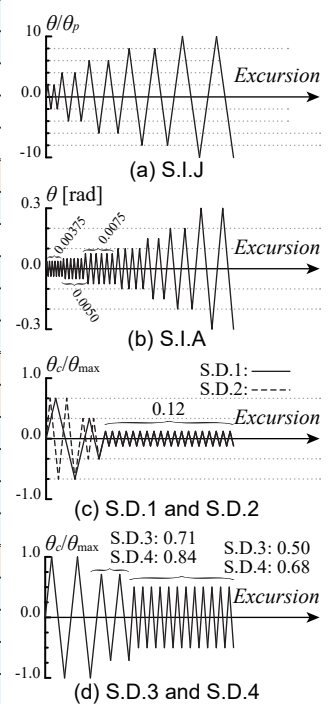


Fig. 3 Loading protocols

漸増繰返し荷重は2種類である。1つ目はFig. 3(a)に示す全塑性モーメント M_p に対する弾性部材角 θ_p の偶数倍を正負2回ずつ繰り返す対称形荷重履歴³¹⁾ (名称:S.I.J)であり、塑性化を伴う振幅を初期ループから経験する。2つ目はS.I.Jと同じ対称形の正負交番漸増繰返し荷重 (名称:S.I.A)であるが、Fig. 3(b)のように弾性範囲から塑性範囲までの連続的な構造性能の変化を追従できるよう、弾性域から非弾性域、塑性域までのループを含んだ、弾性部材角 θ_p により基準化されていない部材角 θ の絶対値により制御を行っている³²⁾。

漸減後に定振幅荷重に移行する繰返し荷重 (S.D. シリーズ) は初期数サイクルで局部座屈が発生する大振幅を経験した後に、定振幅荷重に移行する荷重履歴である。この荷重履歴は局部座屈による損傷度が低い定振幅履歴と比較し、局部座屈による損傷度が梁部材の性能に及ぼす影響を調査することを目的としている。漸減後定振幅履歴はNo. 4, 5, 6の試験体シリーズについて行い、No. 4はFig. 3(c)に示す大振幅の経験数が異なる2種類の繰返し履歴、No. 5, 6はFig. 3(d)に示す大振幅が最大耐力時の部材角 θ_{max} であり、漸減後の定振幅がCシリーズの最小値に一致する繰返し履歴を採用している。

4. 繰返し履歴を受ける溶接組立H形断面梁部材の実験結果

4.1. 繰返し履歴を受ける溶接組立H形断面梁部材の破断状況

本節では実験で確認された崩壊形式について述べる。Table 4に実験結果の一覧を示す。Table 4中の N_b および N_c は目視により局部座屈が確認されたサイクル数、フランジ溶接止端部あるいは局部座屈発生位置のウェブとフランジの隅肉溶接部に延性き裂の発生が確認されたサイクル数である。 N_{Mp} , N_{90} および N_f はそれぞれ、最大耐力到達後に耐力が劣化し、各ループ内で計測される最大耐力が全塑性モーメント M_p を下回った時点のサイクル数、各ループ内で計測される最大耐力が最大耐力から10%耐力劣化が生じた時点のサイクル数、および一方のフランジが厚さ方向・幅方向ともに完全に破断した時点のサイクル数である。 η_{eMp} , η_{e90} および η_{ef} はそれぞれ N_{Mp} , N_{90} , N_f に対応する曲げモーメント-部材角関係で囲われた吸収エネルギー量 ($M_p \times \theta_p$) で除した基準化エネルギー吸収量である。 η_{Mp} , η_{90} および η_f はそれぞれ N_{Mp} , N_{90} および N_f に対応する累積塑性変形倍率であり、Table 1にこれらの定義の概要を示している。F.M. は耐力を完全に喪失させる破断が生じた箇所を表しており、FBEとFBに大別される。崩壊形式FBEとFBでは、局部座屈の発生と延性き裂の発生のタイミングが異なる。FBEは局部座屈の発生に先行してフランジ溶接止端部に生じた延性き裂がフランジ板厚を貫通し、その後、幅方向にき裂が進展することで、一方のフランジが完全に破断した試験体である。この崩壊形式となった試験体には、き裂の進展過程で局部座屈が生じた試験体も含まれる。FBは局部座屈が発生した後に、延性き裂が生じ、そのき裂が進展することでフランジ破断が生じた試験体である。FBには、き裂の進展過程が異なる2種類の崩壊形式があり、Fig. 4(a)に示すフランジ溶接止端部に生じた延性き裂が幅方向に進展する試験体 (FB-1: 座屈後梁端破断)、Fig. 4(b)に示す局部座屈発生位置のウェブとフランジの隅肉溶接部に延性き裂が生じ、そのき裂がフランジ幅方向と材長方向に進展する試験体 (FB-2: 座屈後破断) が確認されている。破断形式がFB-2となった試験体には、フランジの幅方向の破断に至る前に、ウェブとフランジの溶接接合線に沿ったき裂が進行した試験体も確認されている。なお、F.M. の欄が「-」となっている

試験体は破断に至るまで荷重を行わなかった試験体である。

4.2. 定振幅荷重を受ける溶接組立H形断面梁部材

Fig. 5に全塑性モーメント M_p と弾性部材角 θ_p によって基準化した曲げモーメント-部材角関係の一覧を示す。定振幅量 θ_c に応じて変化する局部座屈の進展およびき裂発生箇所は、繰返し荷重を受けるH形断面梁部材の性能に大きな影響を与えられ、耐力劣化の程度やき裂の発生箇所が変化する条件を明確化することは重要である。Table 4およびFig. 6に定振幅荷重を受ける溶接組立H形断面梁部材の耐力劣化と破断状況の関係性を示している。これら図表とFig. 5より、以下のことが読み取れる。耐力劣化状況と破断状況は定振幅量 θ_c と局部座屈によって決定される最大耐力時の部材角 θ_{max} との大小関係に大きく依存している。すなわち、局部座屈の進展度合いに依存している。Fig. 6(a)は最大耐力から10%耐力が劣化した時点の変形状態をNo. 1の試験体を例に示している。

Fig. 6(a3, a4)に示すような定振幅量 θ_c が最大耐力時の部材角 θ_{max} 以上の範囲では、1サイクル目に顕著な局部座屈が生じるため、履歴の進行に伴い局部座屈が進展し、耐力も顕著に劣化していく。単調荷重時に観察される最大耐力に到達しているため、最大耐力は高く、全塑性モーメント到達に先行して90%耐力劣化時の基準耐力に到達する傾向にある。劣化した耐力が最大耐力の6割程度となると、局部座屈の進展が緩慢となるため、耐力劣化も緩慢となるサイクルが続く。延性き裂が座屈発生箇所またはフランジ溶接止端部に生じると再び耐力劣化が進行し、FB型の座屈後破断に至る。

Fig. 6(a2)に示すような定振幅量 θ_c が最大耐力時の部材角 θ_{max} の0.60倍から1.00倍の範囲では、延性き裂が生じる前の初期数サイクルまでに局部座屈の発生が確認されている。初期数サイクルまではひずみ硬化による耐力上昇も確認され、その後、局部座屈の進展により緩やかな耐力劣化に転じる。また、本論文で対象とした試験体では、90%耐力劣化時の基準耐力と全塑性モーメントがほぼ同じ値となるため、吸収エネルギー量 η_{eMp} と η_{e90} 、あるいは累積塑性変形倍率 η_{Mp} と η_{90} が同程度の値となる。劣化した耐力が最大耐力の7割程度となると、局部座屈がほとんど進展しなくなるため、延性き裂が生じるまで耐力劣化もほとんど生じない。延性き裂発生後はき裂の進展に伴う耐力劣化が顕著となり、FB型の座屈後破断に至る。

以上、定振幅量 θ_c が最大耐力時の部材角 θ_{max} の0.60倍以上となる範囲では局部座屈が初期数サイクルで発生し、その後生じる延性き裂の進展によりFB型の崩壊形式が生じる。破断状況はせん断曲げ

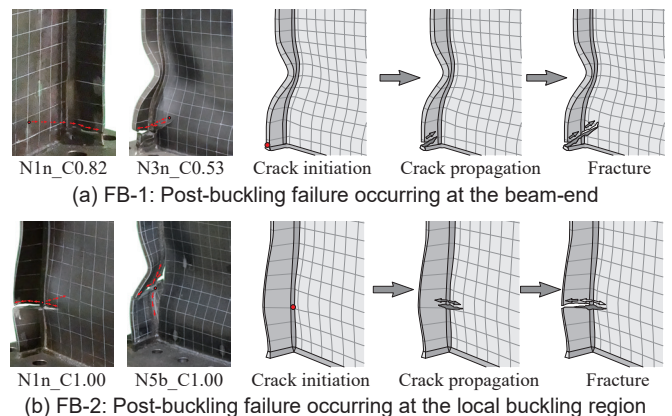


Fig. 4 Classification of fracture modes (F.M.) of post-buckling

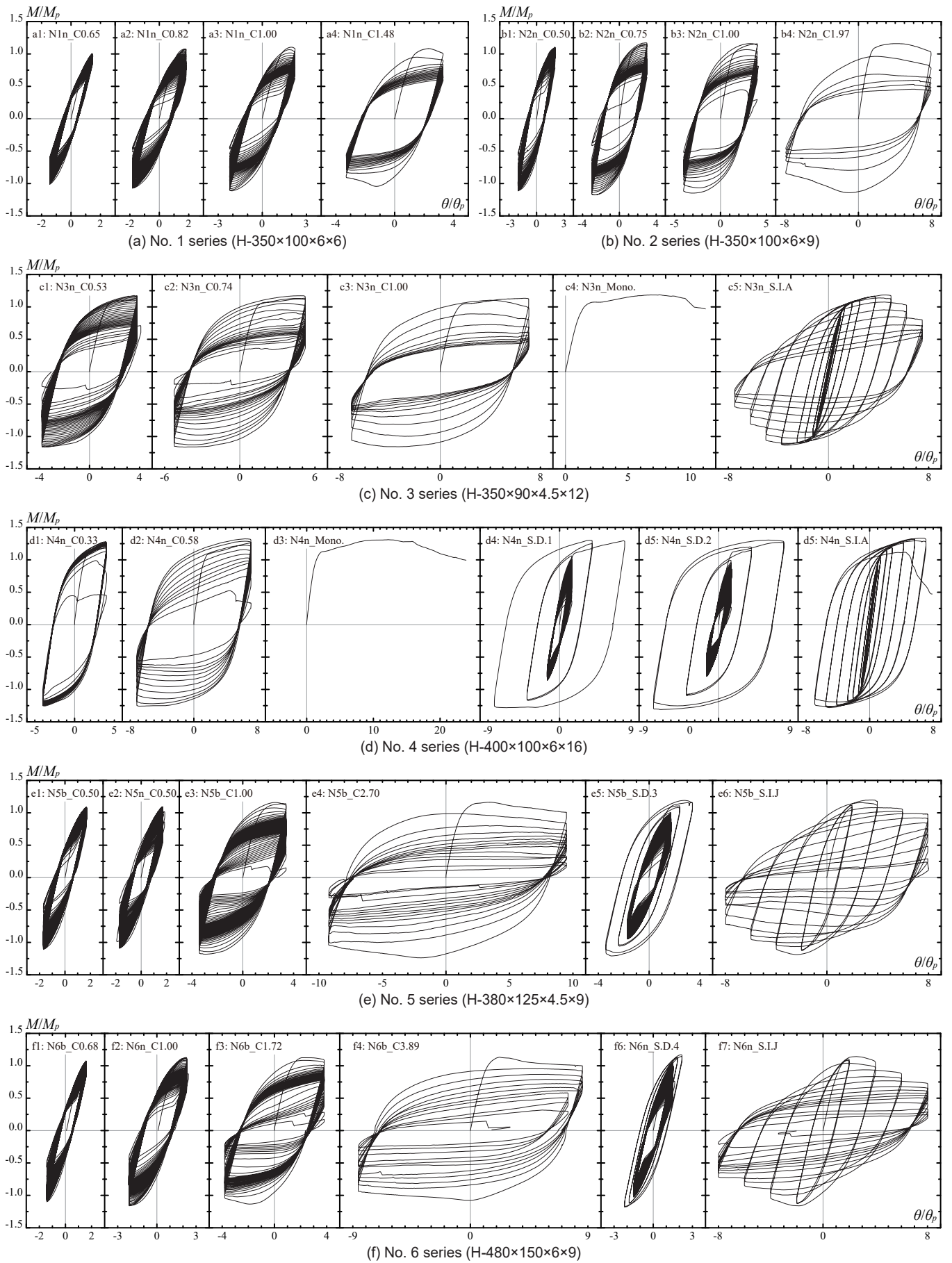


Fig. 5 Comparison of moment–chord rotation relationships changing according to loading protocol

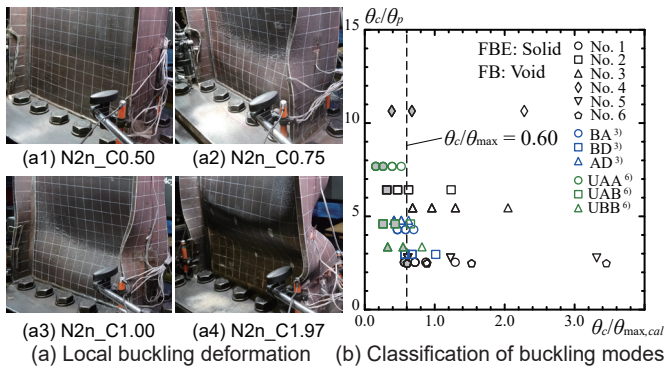


Fig. 6 Relationship between amplitude and local buckling deformation

応力比 α と局部座屈崩壊形式を考慮した応力状態区分指標 α_p に基づいた $\alpha_p - \alpha$ の値が負となり、せん断型に分類される No. 3, 4 では Fig. 4(a) に示す梁端付近にき裂が発生する FB-1 型が、 $\alpha_p - \alpha$ の値が正となり曲げ型に分類される No. 1, 2, 5, 6 では、Fig. 4(b) に示す局部座屈発生位置にき裂が発生する FB-2 型が発生する傾向がある。

Fig. 6(a1) に示すような定振幅量 θ_c が $0.60\theta_{max}$ 未満の場合は、延性き裂が発生するまで緩やかに耐力が劣化する。定振幅量 θ_c が小さいためひずみ硬化による耐力上昇は小さく、最大耐力到達後、90% 耐力劣化時の基準耐力よりも早期に全塑性モーメントに到達する傾向がある。延性き裂が進展すると耐力劣化が徐々に顕著化し、フランジ側の溶接止端部が起点となる FBE 型の破断が生じる。

Fig. 6(b) は既往研究^{3), 6)} で実施された試験体も含め、定振幅量 θ_c と破断の発生位置の関係性を示した結果である。既往研究の試験体では、局部座屈によって決定される最大耐力時の部材角 θ_{max} が不明である試験体も含まれるため、ここでは最大耐力時の部材角 θ_{max} を筆者らが提案した部材形状に応じて変化する局部座屈崩壊形式を考慮した最大耐力時の平均部材角⁹⁾ の算定式 (4.1) により最大耐力時の部材角 $\theta_{max,cat}$ を算出している。結果に示すように、定振幅量 θ_c が最大耐力時の部材角 $\theta_{max,cat}$ の 0.60 倍を境界として、梁端破断 (FBE) と座屈後破断 (FB-1, 2) が大別できていることがわかる。

$$\theta_{max} = [4.5(1.8 - W_{Fp})^5 + 1.4] \theta_p \quad (0.4 \leq W_{Fp} \leq 1.8) \quad (4.1)$$

なお、N5b_C0.50 と N5n_C0.50 は同一形状かつ比較的振幅量が小さな同一の定振幅荷を受ける試験体であり、梁端溶接部の形式のみが異なる。Table 4 に示すように、裏当て金を有する試験体 N5b_C0.50 の破断に至るまでのサイクル数 N_f は 282 サイクル、裏当て金のない試験体 N5n_C0.50 のサイクル数は 308 とほとんど同等の結果が得られたことから、局部座屈の発生を許容した試験体においては、裏当て金の有無が変形性能に及ぼす影響は小さいと判断している。

4.3. 漸増振幅荷を受ける溶接組立 H 形断面梁部材

No. 3, 4 のような幅厚比指標 W_F, W_{Fp} が小さく、せん断型の局部座屈が発生する漸増荷を受ける試験体では、ひずみ硬化の影響により局部座屈が発生した後も耐力が上昇し、梁端溶接部に近い位置で破断が生じる FB-1 型の座屈後破断が確認されている。一方、曲げ型の試験体では局部座屈の進展に伴い耐力が劣化し、局部座屈発生位置のウェブとフランジの隅肉溶接部に延性き裂が生じ、フランジ幅方向にき裂が進展する FB-2 型の座屈後破断が確認されている。

4.4. 漸減後に定振幅荷を受ける溶接組立 H 形断面梁部材

局部座屈が発生する振幅を経験した後に漸減し、定振幅荷に移行

する荷を受ける試験体は、局部座屈が発生するような大きな振幅をどの程度経験したかにより挙動が変化している。例えば、No. 4 シリーズで実施した N4n_S.D.1 と N4n_S.D.2 は局部座屈が発生する大振幅 ($\theta_c/\theta_{max} = 0.66$) の経験数のみが異なり、大振幅の経験数はそれぞれ 1 回と 2 回である。両試験体を比較すると、大振幅の経験数の多い N4n_S.D.2 は局部座屈変形が進展し、耐力が低下しているため、小振幅時の耐力が僅かに小さくなっている。Table 4 に示す破断に至るまでの N_f や吸収エネルギー量 η_{ef} については、大振幅を 2 回経験し、局部座屈変形が進展した N4n_S.D.2 の方が大きくなっている。No. 5 シリーズで実施した N5b_S.D.3 は、大振幅 ($\theta_c/\theta_{max} = 1.00$) を経験した後、小振幅の定振幅荷に移行した際に N5b_C0.50 と同一の定振幅量 ($\theta_c/\theta_{max} = 0.50$) を受ける試験体であるが、局部座屈が発生した N5b_S.D.3 の方が、破断に至るまでの N_f や吸収エネルギー量 η_{ef} が大きくなっている。破断の状況もフランジ側の溶接止端部から破断が生じる FBE から、局部座屈発生後に破断が生じる FB-2 に変化している。

5. 繰返し定振幅荷を受ける溶接組立 H 形断面梁部材の変形性能

本章では局部座屈の発生を許容した溶接組立 H 形断面梁部材の繰返し定振幅履歴の実験結果を利用して変形性能評価式を設定する。評価に際し、本論文では先に示した 3 段階の終局状態を設定する。1 つ目の終局状態は各ループ内で計測される最大耐力が、部材の全塑性モーメント M_p を下回った時点、2 つ目の終局状態は各ループ内で計測される最大耐力が、これまでに経験した最大耐力の 90% を下回った時点、3 つ目の終局状態は一方のフランジが厚さ方向・幅方向ともに完全に破断した時点である。

5.1. 耐力劣化時の溶接組立 H 形断面梁部材の変形性能評価

Fig. 7 に各ループ内で計測される最大耐力が部材の全塑性モーメント M_p を下回った時点の変形性能を、Fig. 8 に各ループ内で計測される最大耐力が全ループの最大耐力の 90% を下回った時点の変形性能を示す。凡例の横には局部座屈によって決定された一方単調荷の最大耐力時の部材角 θ_{max}/θ_p の値も示している。本論文の試験体は局部座屈の発生を許容しているため、最大耐力の 90% を下回る時点と全塑性モーメント M_p を下回る時点では破断が発生せず、局部座屈あるいは延性き裂の発現によりこれら終局状態が決定される。

Fig. 7(a, b), 8(a, b) の縦軸は全塑性モーメント M_p に対応する弾性部材角に対する定振幅荷の振幅量の比 θ_c/θ_p であり、横軸はそれぞれ終局状態までのサイクル数 N_{Mp}, N_{90} と累積塑性変形倍率 η_{Mp}, η_{90} である。同程度の振幅量を受ける実験結果を比較すると、単調荷の最大耐力時の部材角 θ_{max}/θ_p が小さい試験体ほど、終局耐力までのサイクル数および累積塑性変形倍率が小さい傾向にある。これは単調荷の最大耐力時の部材角 θ_{max}/θ_p が小さい試験体ほど、同一部材角で相対的に局部座屈による耐力低下が生じやすく、設定した終局耐力に早期に到達するためである。一方、単調荷の最大耐力時の部材角 θ_{max}/θ_p が大きい場合、終局状態が延性き裂により決定され、緩やかに耐力が劣化していくため、耐力が全塑性モーメントまで低下する時点と最大耐力の 90% まで低下した時点までの変形性能が向上している。Fig. 7(a, b), 8(a, b) を通じ、全体としては右肩下がりの傾向が確認できるものの、特に累積塑性変形倍率を横軸とした結果では大きなばらつきが確認できる。

ここで、横軸を同一とし、縦軸を局部座屈により決定される一方向

単調荷重における最大耐力時の部材角に対する定振幅荷重の振幅量の比 θ_c/θ_{max} とした結果を Fig. 7(c, d), 8(c, d) に示す。Fig. 7(a, b), 8(a, b) と同様に右肩下がり傾向が確認され、全塑性モーメント M_p に対応する弾性部材角 θ_p により基準化した場合と比較し、ばらつきが若干小さくなっている。本論文で使用した試験体は局部座屈の発生が許容されているため、フランジ溶接止端部の破断による FBE 型の終局状態となる試験体であっても局部座屈が発生する。すなわち、局部座屈により決定される部材角の程度が変形性能に影響しているため、局部座屈によって決定される部材角 θ_{max} で基準化した場合の方が、設定した終局耐力までの変形性能の推移を合理的に捉えていると考える。

Fig. 7(e, f), 8(e, f) の縦軸も同様に、局部座屈によって決定される一方向単調荷重における最大耐力時の部材角によって定振幅荷重の振幅量 θ_c を基準化しているが、基準化に使用した値は実験値 θ_{max} ではなく既往研究により提案された算定式により求めた算定値 $\theta_{max,cal}$ により算出している⁹⁾。結果に示すように、基準耐力までのサイクル数が少ない実験結果は大きくばらつきが、サイクル数が比較的多い実験結果は Fig. 7(c, d), 8(c, d) と同様のばらつきの程度となっている。

以上より、Fig. 7(c, d), 8(c, d) の両対数軸上で線形関係があるとして回帰分析を行い、その結果を式 (5.1) から式 (5.4) に示す。なお、式 (5.1) から式 (5.4) の各係数は簡便な表記となるように数値を設定している。

$$\theta_c/\theta_{max} = 2.0N_{Mp}^{-0.5} \quad (5.1), \quad \theta_c/\theta_{max} = 5.0\eta_{Mp}^{-0.5} \quad (5.2)$$

$$\theta_c/\theta_{max} = 1.2N_{90}^{-0.2} \quad (5.3), \quad \theta_c/\theta_{max} = 2.5\eta_{90}^{-0.3} \quad (5.4)$$

局部座屈によって所定の基準耐力まで耐力低下が生じた時の変形性能を疲労曲線に基づいた考え方で評価すると、耐力低下までのサイクル数の少ない実験結果が大きくばらつくため、式 (5.1) から式 (5.4) による評価も精度の良い結果とはならない。ただし、局部座屈により決定される最大耐力時の部材角に対する定振幅量の比率 θ_c/θ_{max} が 0.85 よりも大きい範囲において、同一の縦軸の値で Fig. 7 および Fig.

8 に示す各評価式を比較すると、Fig. 8 に示す 90% 耐力劣化時の基準耐力の評価式の方が低い変形性能を示し、 θ_c/θ_{max} が 0.85 よりも小さい範囲では、Fig. 7 に示す全塑性モーメントの評価式の方が低い変形性能を示しており、各終局状態に対して設定した評価式は実験で観察された現象を捉えている。上記の変形性能の回帰式を活用するためには、局部座屈によって決定される最大耐力時の部材角 θ_{max} が必要となる。Fig. 7(e, f), 8(e, f) は既往研究の評価式⁹⁾により求めた値 $\theta_{max,cal}$ により縦軸を基準化した結果であるが、Fig. 7(c, d), 8(c, d) とほとんど同様の評価結果が得られ、既往研究の評価式により算出した最大耐力時の部材角を用いて、終局耐力までのサイクル数および累積塑性変形倍率を推定することが可能となる。

5.2. フランジ破断時の溶接組立 H 形断面梁部材の変形性能評価

Fig. 9, 10 にフランジが完全に破断した時点までのサイクル数 N_f と累積塑性変形倍率 η_f をそれぞれ示す。黒色の凡例は本論文で実施したエンドプレート形式の試験体であり、黒色以外の凡例は T 字形の部分架構形式の試験体である。青色の凡例は局部座屈の発生を許容したノンスカラップ形式の試験体、赤色の凡例は局部座屈の発生をリブにより抑制したノンスカラップ形式の試験体、緑色の凡例は局部座屈の発生をリブにより抑制したスカラップ形式の試験体である。

Fig. 9, 10(a) の縦軸は全塑性モーメント M_p に対応する弾性部材角に対する定振幅荷重の振幅量の比 θ_c/θ_p である。赤色および緑色の凡例で示す局部座屈の発生を抑制した試験体に比較し、局部座屈の発生を許容した場合、フランジ溶接止端部の破断が発生する黒色および青色の中実凡例で示す FBE 型の終局状態となる試験体であっても、破断に至るまでの変形性能が上昇している。これは振幅量が小さく、フランジ溶接止端部の破断が発生する FBE 型の試験体でも多数回の繰返し荷重を受ける過程で局部座屈が発生し、梁端に生じる塑性ひずみが低減されたことが要因である⁶⁾。

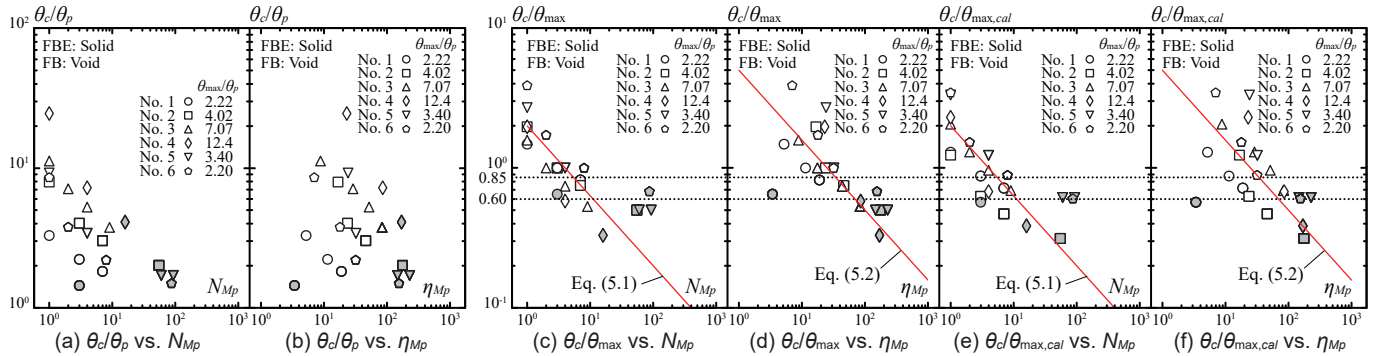


Fig. 7 Deformation capacity under constant-amplitude cyclic loading until the resistance degrades to the full plastic moment (M_p)

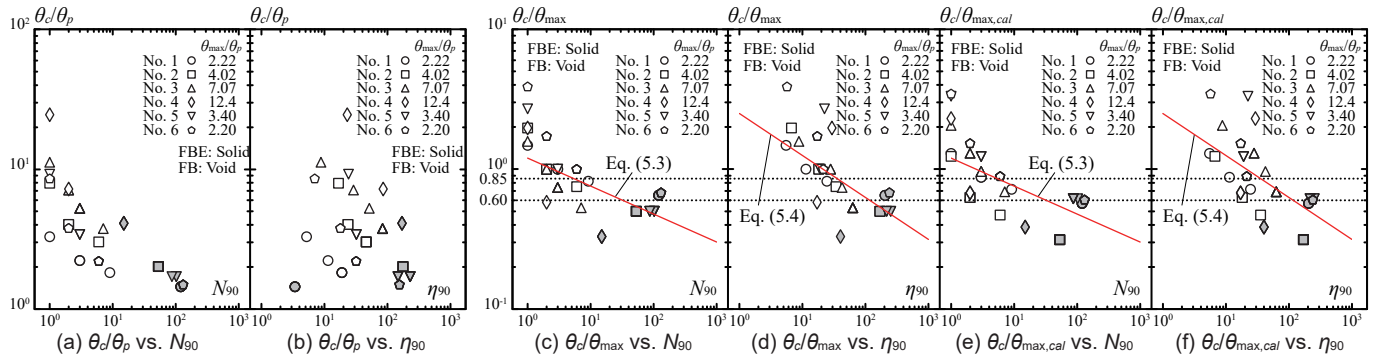


Fig. 8 Deformation capacity under constant-amplitude cyclic loading until the resistance deteriorates to 90% of the maximum resistance

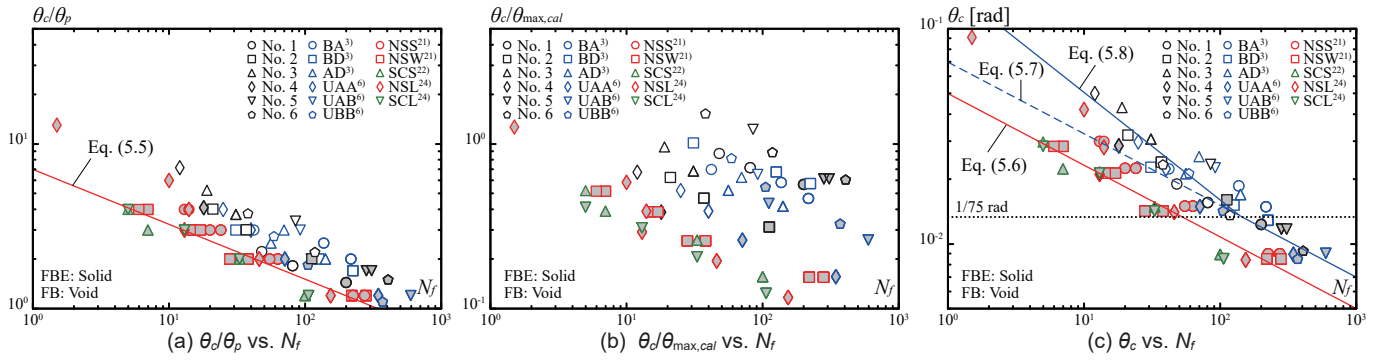


Fig. 9 Number of cycles under constant-amplitude cyclic loading until fracture

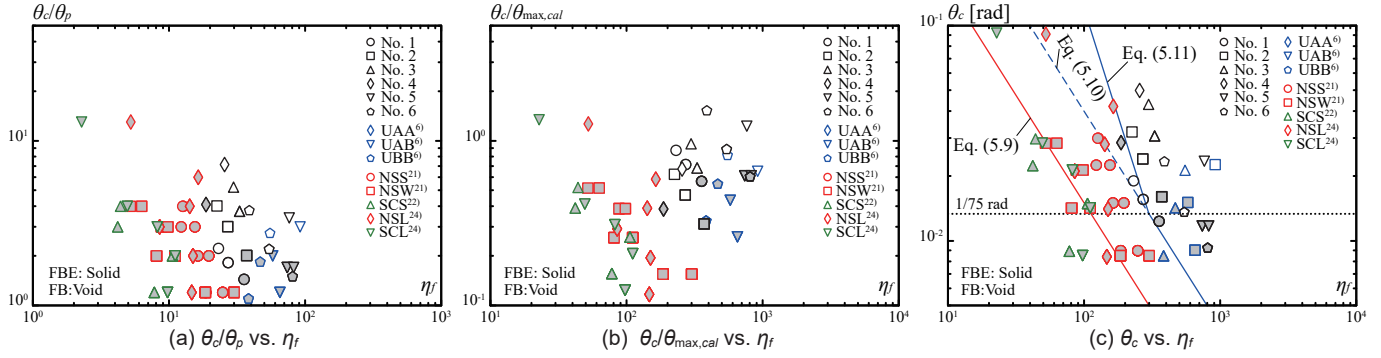


Fig. 10 Cumulative plastic deformation capacity under constant-amplitude cyclic loading until fracture

Fig. 9(b), 10(b)の縦軸はFig. 7(e, f), 8(e, f)と同様に、局部座屈によって決定される一方単調荷重における最大耐力時の平均部材角 $\theta_{max,cal}$ によって定振幅荷重の振幅量 θ_c を基準化した結果であるが、Fig. 7(e, f), 8(e, f)と比較するとばらつきが大きい。これは局部座屈が発生してから破断に至るまでの累積変形量が大きく、延性き裂の発生箇所や進展方向といった他の要因の影響が大きくなるため、局部座屈の発生時と破断時の累積変形量との間の相関性が相対的に低下したことが要因と考える。ただし、局部座屈によって決定される最大耐力時の平均部材角 $\theta_{max,cal}$ によって定振幅荷重の振幅量 θ_c を基準化した場合であっても、局部座屈の発生を抑制した試験体に比較し、局部座屈の発生を許容した試験体の方が変形性能が大きくなる傾向にある。

Fig. 9, 10(c)は定振幅荷重の振幅量 θ_c を縦軸とした結果であり、Fig. 9, 10(a, b)と同様の傾向が見出せる。ここで、局部座屈の発生を抑制したノンスラップ形式の試験体に対する変形性能評価式が既往研究³⁾により提案されており、その評価式(5.5)をFig. 9(a)に示す。

$$\theta_c / \theta_p = 7.0 N_f^{-1/3} \quad (5.5)$$

評価式(5.5)は実験結果の下限値を概ね捉えるように設定されており、Fig. 9(a)からもその結果が確認できる。Fig. 9(a, c)から確認できるように、局部座屈の発生を許容した定振幅荷重の振幅量 θ_c が1/75 rad以下の実験結果の下限値は、局部座屈の発生を抑制した実験結果全体の下限値と概ね同一の傾きを持つ評価式で変形性能が評価できる。ここで、Fig. 9(c)においても同様に、局部座屈の発生を抑制したノンスラップ形式の実験結果全体の下限値を概ね捉えるように評価式を回帰分析により設定すると、式(5.6)のように設定できる。

$$\theta_c = 0.05 N_f^{-1/3} \quad (5.6)$$

さらに、局部座屈の発生を許容した実験結果は、局部座屈の発生を抑制した実験結果と概ね同一の傾きで変形性能が評価できる傾向を利用すると、局部座屈の発生を許容した試験体に対する破断に至

るまでの変形性能評価式(5.7)を設定することができる。

$$\theta_c = 0.07 N_f^{-1/3} \quad (5.7)$$

評価式(5.7)と局部座屈の発生を許容した実験結果の対応を確認すると、フランジ溶接止端部から破断が生じるFBE型の実験結果の下限値を概ね捉えている。ここで、定振幅荷重の振幅量 θ_c が1/75 radより大きい実験結果、すなわち、大きな局部座屈変形が生じる場合には、設定した評価式(5.7)よりも実験結果のサイクル数および累積塑性変形率が大きくなっている。これは局部座屈の発生により耐力が低下し、破断発生箇所に生じる塑性ひずみが低減されたことが要因であるが⁶⁾、この顕著な局部座屈変形が生じる実験結果に対して、実験結果の下限値を概ね捉える評価式を設定すると下記ようになる。

$$\theta_c = 0.16 N_f^{-1/2} \quad (5.8)$$

以上より、局部座屈の発生を許容した梁部材の破断に至るまでの変形性能評価は、定振幅荷重の振幅量 θ_c に応じて変化する。振幅量 θ_c が小さく、フランジ溶接止端部が破断する場合には評価式(5.7)により、振幅量 θ_c が大きく、局部座屈の発生後にFB型の破断が生じる場合には評価式(5.8)によりサイクル数を評価し、両評価式から求まるサイクル数の大きい方を設定すればよい。なお、式(5.6)から式(5.8)の各係数は簡便な表記となるように数値を設定している。

Fig. 10(c)に示す横軸を累積塑性変形倍率 η_f とした場合もFig. 9(c)と同様の手順で、局部座屈の発生を抑制した梁部材、局部座屈の発生を許容した梁部材の変形性能評価式を設定すると、それぞれ以下のように設定でき、実験結果の下限値を概ね捉えている。

$$\theta_c = 1.5 \eta_f^{-1} \quad (5.9), \quad \theta_c = 4.0 \eta_f^{-1} \quad (5.10), \quad \theta_c = 1200 \eta_f^{-2} \quad (5.11)$$

6. 繰返し変動振幅荷重を受ける溶接組立H形断面梁部材の変形性能

本章では漸減後に定振幅荷重に移行する繰返し荷重(S.D.シリーズ)と定振幅荷重の結果の比較を行い、局部座屈による損傷の程度

が梁部材の性能に及ぼす影響を調査するとともに、振幅が変動する漸増・漸減繰返し载荷履歴を受けた場合の変形性能を定振幅载荷実験から定めた変形性能評価式に基づき評価を行う。

6.1. 局部座屈の発生による梁端溶接部近傍の軸ひずみ履歴の変化

まず、漸減後に定振幅载荷に移行する繰返し载荷と定振幅载荷の結果の比較を行い、局部座屈損傷が破断までの性能に与える影響を考察する。Fig. 5(d) に示す No. 4 シリーズで大振幅 ($\theta_c/\theta_{max} = 0.66$) の経験数が 1 回と 2 回異なる N4n_S.D.1 と N4n_S.D.2 は、大振幅の経験数の多い N4n_S.D.2 では局部座屈変形が進展するため、小振幅時の耐力が僅かに小さくなっているものの、Table 4 に示すように破断に至るまでのサイクル数 N_f や吸収エネルギー量 η_{ef} 、累積塑性変形倍率 η_f が大きくなっている。Table 4 に示す No. 5, 6 の漸減载荷を受ける試験体 (N5b_S.D.3, N6b_S.D.4) を同一振幅の繰返し载荷を受ける試験体 (N5b_C0.50, N6b_C0.68) と比較した場合も同様に、大振幅 ($\theta_c/\theta_{max} = 1.00$) を経験し、局部座屈が発生した試験体の方が変形性能が向上している。この要因について Fig. 11 に示すひずみ履歴により考察を行う。Fig. 11(a) に示すエンドプレートから 25 mm から離れたフランジ端の両面に貼付したひずみゲージで計測された軸ひずみの推移を Fig. 11(b, c) に示している。軸ひずみはフランジ端の両面に貼付したひずみゲージの値を平均することで算出している。

Fig. 11(b) に示す大振幅の経験数のみが異なる No. 4 シリーズでは、変形性能が向上した N4n_S.D.2 の試験体の方が、N4n_S.D.1 より定振幅移行時の軸ひずみ振幅が小さくなっている。大振幅の経験の有無が異なるシリーズでは Fig. 11(c) に示す No. 6 シリーズを例とすると、No. 4 シリーズと同様に大振幅を経験した N6b_S.D.4 の方が、大振幅を経験しない N6b_C0.68 よりも軸ひずみ振幅が低減している。これにより、Table 4 に示すように変形性能が向上している。これらの結果は局部座屈の発生により梁部材の耐力が低下し、振幅の小さい定振幅载荷に移行した際にも梁端の応力が低減されたことによって、形状不連続性の高い溶接止端部の塑性ひずみの蓄積が緩和されたことが要因といえる⁶⁾。すなわち、局部座屈の発生に伴う応力の低下を許容した部材は、梁端拡幅部材³³⁾ やドックボーン型梁部材³⁴⁾ のよう

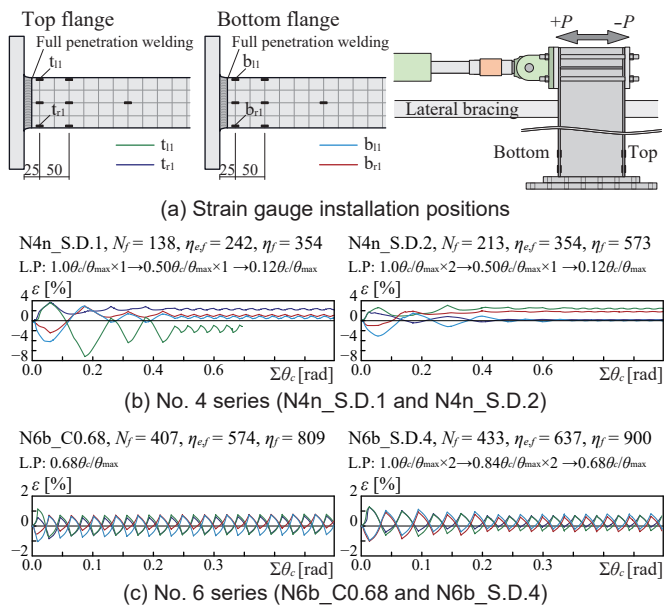


Fig. 11 Beam-end strain development associated with loading history

な梁端溶接部のひずみ集中を低減する効果があり、積極的に局部座屈変形を誘導した場合であっても局部座屈の発生による変形性能の低下は生じないことが確認できる。

6.2. 回帰線による変動繰返し载荷を受ける梁部材の変形性能評価

振幅が変動する漸増・漸減繰返し载荷履歴を受けた場合の変形性能を定振幅载荷実験から定めた変形性能評価式に基づき評価を行う。評価を行う終局状態は、ループ内の最大耐力が部材の全塑性モーメント M_p を下回った時点、ループ内の最大耐力が全ループの最大耐力の 90% を下回った時点、フランジが完全に破断した時点であり、各終局状態に対応する評価式から、当該振幅量に対応するサイクル数 $N_{i,max}$ と累積塑性変形倍率 $\eta_{i,max}$ を算出する。これら値に対する、当該ループごとのサイクル数 n_i 、累積塑性変形倍率 η_i の比率を集積し、蓄積される損傷を集積した値を式 (6.1) および式 (6.2) のように定義する。 D_N はサイクル数によって損傷を評価した場合であり、 D_η は累積塑性変形倍率によって損傷を評価した場合である。

$$D_N = \sum (n_i / N_{i,max}) \quad (6.1), \quad D_\eta = \sum (\eta_i / \eta_{i,max}) \quad (6.2)$$

Fig. 12 は変動振幅を受ける試験体に対して、上記手順で損傷度を評価した結果であり、評価結果に対する実験結果の比率を縦軸としている。凡例の種類が各終局状態を表しており、赤色の凡例がサイクル数による評価、青色の凡例が累積塑性変形倍率に基づく評価である。各評価結果が 1.0 付近に存在すれば、評価が概ね良いと判断できる。しかし、漸増载荷の S.I. シリーズ、漸減载荷の S.D. シリーズを問わず全体的な傾向として、ループ内の最大耐力が部材の全塑性モーメント M_p を下回った時点、全ループの最大耐力の 90% を下回った時点では、回帰式に基づく評価結果は精度の良い結果となっていない。これはこれら終局状態を対象とした評価式 (5.1) から (5.4) が十分な精度を有していないことが要因と考えられる。局部座屈によって所定の基準耐力まで耐力低下が生じた時の変形性能を疲労曲線に基づいた考え方で評価すると、耐力低下までのサイクル数の少ない実験結果が大ききばらつくため、疲労曲線に基づき局部座屈によって所定の基準耐力まで低下した時点の変形性能を評価するのは現状困難といえる。

漸増载荷 (S.I. シリーズ) を受けた場合のフランジが完全に破断するまでの評価結果は Fig. 12 に示すように 1.0 付近の評価となり、実験結果と良い対応を示している。これは設定した回帰曲線と実験結果の対応が良いことが要因と考えられ、漸増载荷を受ける梁部材のフランジが完全に破断するまでの変形性能は定振幅载荷により設定した回帰線により、Miner 則に基づく評価が可能である。一方、漸減

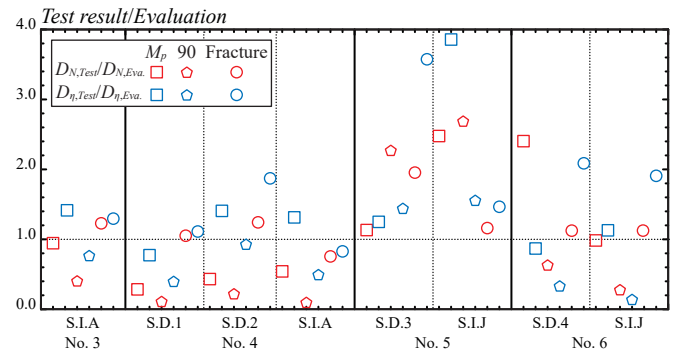


Fig. 12 Evaluation results of deformation performance under variable amplitude loading

載荷 (S.D. シリーズ) を受けた場合の評価結果はフランジが完全に破断するまでの回帰式に基づく評価結果が 1.0 を大きく上回り、安全側となっている。定振幅載荷を受ける場合を対象とした回帰式は、大振幅を経験せず局部座屈による耐力劣化が生じていないため、Fig. 4 に示すように漸減載荷を受け、顕著な局部座屈が発生した場合よりも高い耐力を保持した状態で履歴が進行する状態を対象として設定されている。一方、漸減履歴の場合は回帰式で対応する振幅よりも大きな振幅を経験しており、振幅の小さい定振幅載荷に移行した時には局部座屈による耐力低下が生じた状態で履歴が進行するため、1 ループあたりに梁部材に蓄積される損傷が小さいと考えられる。このことが要因となり、漸減載荷を受ける場合については、定振幅載荷により決定した回帰式に基づき評価すると安全側の評価となる。

7. 結

本論文では、繰返し載荷を受ける H 形断面梁部材の梁端破断現象を対象として、局部座屈の発生が繰返し履歴下の変形性能に与える影響を構造実験により把握し、局部座屈を許容した場合の新たな変形性能評価式を提案した。まず、定振幅載荷を受ける試験体の結果から得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 破断状況は定振幅量 θ_e と局部座屈によって決定される最大耐力時の部材角 θ_{max} との大小関係に大きく依存し、定振幅量 θ_e が最大耐力時の部材角 $\theta_{max,cal}$ の 0.60 倍を境界に、梁端破断 (FBE) と座屈後破断 (FB-1, 2) に大別される。座屈後破断が発生する場合、応力状態区分指標 α_p に基づいた $\alpha_p \cdot a$ の値に応じ、き裂が発生する位置が梁端溶接部または局部座屈発生位置に変化する。
- 2) 各ループ内で計測される最大耐力が、部材の全塑性モーメントを下回った時点、各ループ内で計測される最大耐力が、全ループの最大耐力の 90% を下回った時点、フランジが完全に破断した時点の 3 つの終局状態を設定し、それぞれの状態に達するまでの変形性能曲線を実験結果の下限值に基づき設定した。
- 3) 局部座屈の発生を許容した場合、梁端溶接止端部の塑性ひずみが低減するため、文献 6) と同様に局部座屈の発生を抑制した実験結果と比較し、フランジが完全に破断するまでの変形性能が向上することを確認した。
- 4) 局部座屈の発生を許容した試験体の中でも、局部座屈が発生するような大きな振幅を受ける試験体の変形性能は、延性き裂の進展により決定される変形性能を上回る。

次に、漸増・漸減振幅のような変動繰返し載荷履歴を受ける試験体の結果から得られた知見を以下にまとめる。

- 5) 局部座屈が発生するような大振幅を経験した梁部材では、梁部材の応力が低下し、形状不連続性の高い溶接止端部の塑性ひずみの蓄積が緩和されるため、文献 6) と同様に局部座屈を抑制した局部座屈損傷度の低い梁部材よりも変形性能が向上することが確認された。
- 6) Miner 則を適用することにより、漸増振幅を受ける梁部材のフランジが完全に破断するまでの変形性能は定振幅載荷により設定した回帰線によって評価することが可能である。
- 7) 漸減載荷を受ける場合、回帰式で対応する振幅よりも大きな振幅を経験しており、振幅の小さい定振幅載荷に移行した時には、局部座屈による耐力低下が生じた状態で履歴が進行するため、1

ループあたりに梁部材に蓄積される損傷が小さくなる。このことが要因となり、漸減載荷を受ける場合については、定振幅載荷により決定した回帰式に基づき評価すると安全側の評価となる。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 24H00347 (代表研究者: 五十嵐規矩夫) の助成を受けたものです。建築研究開発コンソーシアム研究会 (研究会テーマ: 鋼構造建築物の損傷評価と性能設計) の委員からご助言をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Japan Meteorological Agency: Survey on the Actual Shaking Caused by Long-Period Ground Motions during the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake (Vol. 1), 2011. 11 (In Japanese)
気象庁: 東北地方太平洋沖地震時における長周期地震動による揺れの実態調査について、長周期地震動に関する情報のあり方検討会 (第 1 回), 2011. 11
- 2) Kajima Corporation, Kobori Research Complex Inc., The University of Kitakyushu, Building Research Institute: S29 A Study on the Safety Evaluation Method for High-Rise Steel Buildings under the Long-Period Ground Motion, Presentation Materials for the Results Reporting Meeting of the Building Standards Improvement Promotion Project, 2020
鹿島建設, 小堀鐸二研究所, 北九州市立大学, 建築研究所: S29 長周期地震動に対する超高層鉄骨造の安全性検証法に関する検討, 建築基準整備促進事業成果報告会発表資料, 2020
- 3) Building Research Institute: Study on Seismic Performance for Super-High-Rise Steel Buildings against Long-Period Earthquake Ground Motions, Building Research Data, No. 160, 2014. 7 (In Japanese)
建築研究所: 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する資料, 建築研究資料, 第 160 号, 2014. 7
- 4) Building Research Institute: Seismic Safety Evaluation for Steel Buildings by the Energy Balance Method against Huge Earthquake Ground Motions and Calculation Examples, Report of the Building Research Institute, No. 155, 2024. 3 (In Japanese)
建築研究所: 極大地震動に対するエネルギー法による鉄骨造建築物の耐震安全性評価と計算事例, 建築研究報告, 第 155 号, 2024. 3
- 5) Y. Sawamoto, J. Kubota, J. Osaki: Evaluation on Plastic Deformation Capacity of Steel Beam Ends with Local Buckling and Fracture under Cyclic Loading Using FE Analysis, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 85, No. 767, pp. 105–115, 2020. 1, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.85.105> (in Japanese)
- 6) S. Harada, K. Takatsuka, K. Suita: Deformation Capacity Evaluation of Welded Beam-to-column Connection Subjected to Repeated Plastic Strain Part 22: Influence of Width-to-thickness Ratio on Deformation Capacity, Architectural Institute of Japan Kinki Branch, pp. 401–404, 2016. 6 (In Japanese)
原田周, 高塚康平, 吹田啓一郎: 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 22 – 幅厚比が変形能力に及ぼす影響 –, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp. 401–404, 2016. 6
- 7) K. Ikarashi, T. Wang: Evaluation of Width-Thickness Ratio Limitation of H-shaped Beam Members based on Coupled Buckling Analysis, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 73, No. 629, pp. 1177–1184, 2008. 7, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.73.1177> (In Japanese)
- 8) K. Ikarashi, R. Suekuni, T. Shinohara, T. Wang: Evaluation of Plastic Deformation Capacity of H-shaped Steel Beams with the Newly Proposed Limitation Value of Plate Slenderness, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 76, No. 668, pp. 1865–1872, 2011. 6, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.76.1865> (In Japanese)
- 9) K. Mitsui, K. Ikarashi: Structural Performance Evaluation of I-shaped Beam Members Considering Local Buckling Collapse Mode, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 90, No. 835, pp. 1085–1096, 2025. 9, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.90.1085> (In Japanese, In Press)
- 10) K. Mitsui, R. Kuwada: Elastic Coupled Local Buckling Strength of Wide Flange Shapes under Uniform Bending, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 86, No. 787, pp. 1369–1379, 2021. 9, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.86.1369> (In Japanese)
- 11) R. Kuwada, K. Mitsui: Elastic Shear Buckling Strength of H-shaped Members

- under Pure Shear Force, *Journal of Structural and Construction Engineering* (Transactions of AIJ), Vol. 89, No. 821, pp. 780–787, 2024. 7, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.89.780> (In Japanese)
- 12) R. Tremblay, A. Filiatrault, P. Timler and M. Bruneau: Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 22, pp.338–360, 1995. 4, DOI: <https://doi.org/10.1139/195-046>
 - 13) Kinki Branch, Steel Structure Committee: Report on Damage Investigation of Steel Buildings in the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, Architectural Institute of Japan, 1995. 3 (In Japanese)
近畿支部鉄骨構造部会：1995年兵庫県南部地震 鉄骨造建物被害調査報告書，日本建築学会，1995. 3
 - 14) K. Inoue, I. Kohzu, M. Tada, E. Tateyama, M. Tabuchi, M. Toyoda, M. Nakashima, Y. Maruoka, K. Morisako, K. Morita: Full-Scale Test on Plastic Rotation Capacity of Steel Wide-Flange Beams Connected with Square Tube Steel Columns (Part 1: Test Plan and Pilot Test), *Steel Construction Engineering*, Vol. 4, Issue 16, pp.27–42, 1997. 12 (In Japanese)
 - 15) M. Tabuchi, K. Morita, T. Tanaka, T. Kamba: Full-Scale Test on Plastic Rotation Capacity of Steel Wide-Flange Beams Connected with Square Tube Steel Columns (Part 2: Test for Specimens of Shop-Welding Type with a Beam Section of H-500×200×10×16), *Steel Construction Engineering*, Vol. 4, Issue 16, pp.43–58, 1997. 12 (In Japanese)
 - 16) M. Nakashima, E. Tateyama, K. Morisako, K. Suita: Full-Scale Test on Plastic Rotation Capacity of Steel Wide-Flange Beams Connected with Square Tube Steel Columns (Part 3: Test for Specimens of Shop-Welding Type with a Beam Section of H-600×250×12×25), *Steel Construction Engineering*, Vol. 4, Issue 16, pp.59–74, 1997. 12 (In Japanese)
 - 17) M. Tada, I. Kohzu, Y. Maruoka, F. Minami, K. Inoue: Full-Scale Test on Plastic Rotation Capacity of Steel Wide-Flange Beams Connected with Square Tube Steel Columns (Part 4: Test for Specimens of Shop-Welding Type with a Beam Section of H-600×250×12×25), *Steel Construction Engineering*, Vol. 4, Issue 16, pp.75–88, 1997. 12 (In Japanese)
 - 18) K. Inoue, I. Kohzu, K. Suita, M. Tada, E. Tateyama, T. Tanaka, M. Nakashima, Y. Maruoka, F. Minami, K. Morita: Full-Scale Test on Plastic Rotation Capacity of Steel Wide-Flange Beams Connected with Square Tube Steel Columns (Part 5: Discussion on Fracture Property and Plastic Deformation Capacity), *Steel Construction Engineering*, Vol. 4, Issue 16, pp.89–104, 1997. 12 (In Japanese)
 - 19) K. Suita, T. Tanaka, A. Sato, Y. Manabe, T. Tsukada, Z. Su: Effect of Ultimate Flexural Strength of Beam End Connection on Deformation Capacity -Deformation capacity of welded beam-to-column connection subjected to repeated plastic strain Part 1-, *Journal of Structural and Construction Engineering* (Transactions of AIJ), Vol. 76, No. 664, pp. 1135–1142, 2011. 6, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.76.1135> (in Japanese)
 - 20) K. Takatsuka, Y. Manabe, K. Suita, T. Tanaka, T. Tsukada, Z. Su: Effect of Weld Access Hole on Deformation Capacity -Deformation capacity of welded beam-to-column connection subjected to repeated plastic strain Part 2-, *Journal of Structural and Construction Engineering* (Transactions of AIJ), Vol. 77, No. 673, pp. 453–459, 2012. 3, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.77.453> (in Japanese)
 - 21) K. Suita, T. Tanaka, Y. Manabe, K. Takatsuka: Effect of Variable Amplitude Loading Protocol on Deformation Capacity -Deformation capacity of welded beam-to-column connections subjected to repeated plastic strain Part 3-, *Journal of Structural and Construction Engineering* (Transactions of AIJ), Vol. 77, No. 682, pp. 1951–1958, 2012. 12, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.77.1951> (in Japanese)
 - 22) K. Takatsuka, K. Suita, T. Tanaka, T. Umeda: Effect of Beam Section Size and Connection Detail on Deformation Capacity -Deformation capacity of welded beam-to-column connections subjected to repeated plastic strain Part 4-, *Journal of Structural and Construction Engineering* (Transactions of AIJ), Vol. 79, No. 696, pp. 315–321, 2014. 2, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.79.315> (in Japanese)
 - 23) T. Tanaka, K. Suita, N. Asakura, T. Tsukada, N. Uozumi, K. Takatsuka: Influence of Floor Slab on Deformation Capacity -Deformation capacity of welded beam-to-column connections subjected to repeated plastic strain Part 5-, *Journal of Structural and Construction Engineering* (Transactions of AIJ), Vol. 80, No. 707, pp. 127–136, 2014. 1, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.80.127> (in Japanese)
 - 24) T. Umeda, K. Takatsuka, K. Suita, T. Tanaka: Deformation Capacity of Flange-Welded Web-Bolted Moment Connection -Deformation capacity of welded beam-to-column connections subjected to repeated plastic strain Part 6-, *Journal of Structural and Construction Engineering* (Transactions of AIJ), Vol. 80, No. 718, pp. 1971–1979, 2015. 12, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.80.718> (in Japanese)
 - 25) K. Ikarashi, T. Otabe, T. Wang: Plastic Deformation Capacity and Post-buckling Behavior of H-shaped Beam with Large Depth-thickness Ratio under Cyclic Loading, *Journal of Structural and Construction Engineering* (Transactions of AIJ), Vol. 74, No. 646, pp. 2345–2354, 2009. 12, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.74.2345> (In Japanese)
 - 26) H. Asai, K. Tone: Evaluation of Fracture and Local Buckling of Steel Beam-end Joints using Digital Image Correlation Method, Report of Obayashi Corporation Technology Research Institute, No. 86, 2022 (In Japanese)
浅井英克，藤根和弘：デジタル画像相関法を活用した鉄骨梁端接合部の破断と局部座屈の評価，大林組技術研究所報，No. 86，2022
 - 27) Y. Kimura: Effect of Loading Hysteretic Program on Plastic Deformation Capacity and Cumulative Plastic Deformation Capacity for H-shaped Beam with Local Buckling - Database of Experimental Results for Cantilever with H-section-, *Journal of Structural and Construction Engineering* (Transactions of AIJ), Vol. 76, No. 664, pp. 1143–1151, 2011. 6, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.76.1143> (In Japanese)
 - 28) S. Yamazaki, S. Minami: Energy Absorption Capacity of Steel Beams Subjected to Cyclic Bending Moment, *Journal of Structural and Construction Engineering* (Transactions of AIJ), Vol. 75, No. 652, pp. 1149–1157, 2010. 6, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.75.1149> (In Japanese)
 - 29) T. Ito, K. Mori: Ductility and Cumulative Damage Evaluation of H-shaped Steel Beams Subjected to Plastic Cyclic Loadings, *Journal of Structural and Construction Engineering* (Transactions of AIJ), Vol. 78, No. 619, pp. 1603–1612, 2013. 9, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.78.1603> (In Japanese)
 - 30) K. Mitsui, I. Matsumoto, K. Ikarashi: Effect of Loading Protocol on Deteriorating Behavior due to Local Buckling of Box-section Steel Members, *Journal of Structural and Construction Engineering* (Transactions of AIJ), Vol. 88, No. 813, pp. 1569–1580, 2023. 11, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.88.1569> (In Japanese)
 - 31) Building Research Institute, Steel Club: Proposal of Standard Test Methods and Evaluation Criteria for Evaluating Seismic Retentive Performance of Steel Structures, Standardization Research Group Research Report Collection, 1994. 12 (in Japanese)
建設省建築研究所，鋼材倶楽部：鋼構造物の耐震保有性能評価のための標準試験方法と評価基準の提案，標準化研究会研究報告集，1994. 12
 - 32) ATC: ATC-24, Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures, Applied Technology Council, 1992
 - 33) T. Yamada, A. Hashimoto: Study on Mechanical Property of Widened Flange in Welded Steel Beam End, *Journal of Structural and Construction Engineering* (Transactions of AIJ), Vol. 76, No. 660, pp. 389–396, 2011. 2, DOI: <https://doi.org/10.3130/aajs.76.389> (In Japanese)
 - 34) D.T. Pachoumis, E.G. Galoussis, C.N. Kalfas, A.D. Christis: Reduced beam section moment connections subjected to cyclic loading: Experimental analysis and FEM simulation, *Engineering Structures*, Vol. 31, Issue 1, pp. 216–223, 2009. 1, DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.08.007>

(2025年8月8日原稿受理，2025年11月27日採用決定)