

ランダムな繰り返し载荷を受ける鋼製橋脚の 延性き裂発生・進展挙動及び照査法の検証

Ductile crack initiation and propagation in steel bridge piers subjected to random cyclic loading

葛 漢彬*, 藤江 渉**, 岩田 勝成***
Hanbin Ge, Wataru Fujie and Katsunari Iwata

*正会員 博士 (工学) 名城大学教授 理工学部建設システム工学科 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501)

**正会員 修士 (工学) 藤江建築総合事務所 (〒444-0828 愛知県岡崎市針崎 1-8-2)

***学生会員 名城大学理工学研究科博士課程前期課程 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501)

This study is aimed to clarify behavior of ductile crack initiation and propagation in steel bridge piers subjected to random cyclic loading, and to verify an evaluation method of ductile crack initiation using a damage index. Dynamic analyses using fiber model are performed in order to investigate displacement response and damage of steel bridge piers. And cyclic tests are carried out and random displacements are determined based on dynamic analysis. By performing finite element analysis using shell and fiber models, hysteretic plastic strain behavior at the base of specimens is clarified, and the ductile crack initiation is evaluated by the proposed damage index.

Key Words: Ductile crack, steel bridge, random cyclic loading, verification method

キーワード: 延性き裂, 鋼製橋脚, ランダム繰り返し荷重, 照査法

1. はじめに

近年刊行された鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン¹⁾において、レベル2地震動に対する鋼製橋脚の構造安全性の照査項目として、変形性能および低サイクル疲労が挙げられている。後者は、図-1における延性き裂発生を起点とした一連の破壊機構に相当すると考えられる。近年では、土木・建築の分野においても鋼製橋脚やH形梁-柱接合部の延性破壊実験、脆性破壊実験が多く行われるようになってきたものの、構造物の設計に応用できるような実用的照査法に関する研究は非常に少ないのが現状である。

延性き裂発生を起点とした一連の破壊機構を考慮した場合、設計においてどの時点を破壊基準と捉えるのかが問題となる。最も厳しいのは延性き裂発生を破壊基準と捉える場合である。次に延性き裂進展、脆性破壊が破壊基準として考えられる。しかしながら、延性き裂進展から脆性破壊に至る機構が未だ十分に解明されていない現状では、これらを設計において評価することは非常に困難であると考えられる。また、鋼製橋脚などの土木鋼構造物ではいったん脆性破壊が発生すると崩壊につながることも考えられるので、少なくとも脆性破壊の発生は防ぐ必要がある。したがって、まず延性き裂発生を破壊基

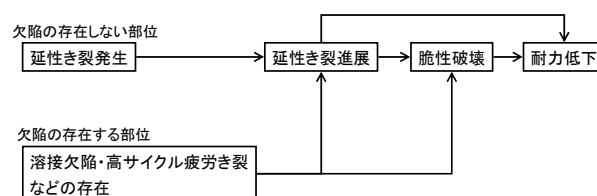


図-1 土木構造物の地震時脆性破壊の経路模式図

準と捉え、これに対する照査法を確立する必要があると考えられる。

一般に橋脚の耐震性能評価は両振漸増変位载荷で行われることが多い。一方、鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験などから、地震動によって応答特性が異なることが指摘されており²⁾、合理的な設計を行うためには、载荷履歴の違いが破壊性状に及ぼす影響を把握しておくことが重要であると考えられる。

これまでに行われたハイブリッド地震応答実験は主に局部座屈による破壊を対象としており、延性き裂に着目したものは見当たらない。低サイクル疲労に関する鋼製橋脚の繰り返し载荷実験は、近年行われるようになってきており、既往の研究において用いられた载荷履歴については次に述べる通りである。

表-1 供試体の寸法・構造パラメータ

試験体名	h (mm)	a (mm)	B (mm)	D (mm)	t (mm)	R_f	$\bar{\lambda}$	H_y (kN)	δ_y (mm)	P/P_y
No.1	782	143	152	133	8.76	0.368	0.365	104	5.15	0.1
No.2	780	143	152	133	8.76	0.368	0.364	104	5.13	0.1
No.3	779	143	152	133	8.76	0.368	0.364	105	5.12	0.1
No.4	783	143	152	133	8.76	0.368	0.366	104	5.16	0.1
No.5	782	143	152	133	8.76	0.368	0.365	104	5.15	0.1

Note : h = 柱高さ, a = ダイアフラム間隔 (設計値), B = フランジ幅, D = ウェブ幅, t = 板厚 (引張材試験片の板厚の平均値), R_f = 幅厚比パラメータ, $\bar{\lambda}$ = 細長比パラメータ, H_y = 降伏水平荷重, δ_y = 降伏水平変位, P/P_y = 軸力比 (供試体に与える鉛直荷重 P と全断面降伏荷重 P_y の比).

表-2 溶接ワイヤの機械的性質および化学成分

機械的性質				化学成分(%)				
降伏点(MPa)	引張強さ(MPa)	伸び(%)	吸収エネルギー(J)	C	Si	Mn	P	S
510	590	30	98 (0°C)	0.05	0.52	1.56	0.015	0.009

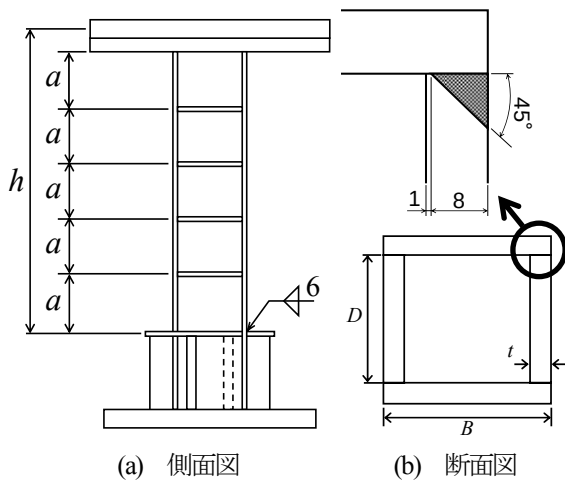


図-2 実験供試体概要図

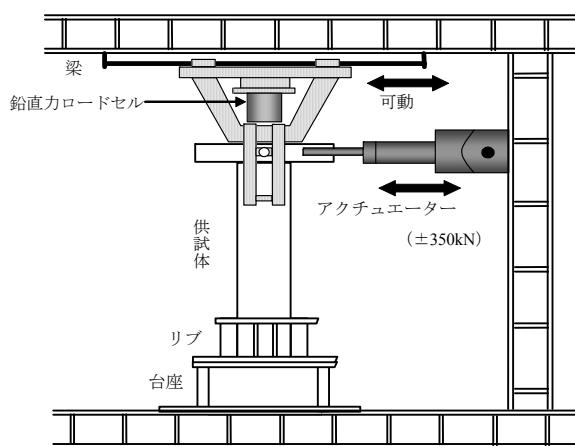


図-3 実験装置概要図

定変位振幅荷重+単調引張荷重

4) 陵城ら⁸⁾: 10 サイクルごとの両振漸増変位振幅荷重以上の研究のうち, 坂野ら^{3),5)}, 三木ら⁷⁾, 陵城ら⁸⁾は著者らが行ってきた実験^{9), 10)}とほぼ同様の荷重方法を用いている. 一方, 坂野ら⁶⁾は変位制御の完全片振荷重を行っており, また荷重制御の両振定荷重荷重実験では, 変位が漸増もしくは漸減している実験結果もみられ, 他の研究とは異なった荷重方法となっている.

坂野ら^{3),6)}は一連の研究において, FEM により低サイクル疲労き裂発生寿命を概ね評価できることを示しているが, 両振や片振および漸増変位や漸減変位といった荷重方法の違いが低サイクル疲労寿命に及ぼす影響について詳細な検討はしていない. また, 三木ら⁷⁾, 陵城ら⁸⁾も荷重方法の違いが鋼製橋脚の低サイクル疲労寿命に及ぼす影響について言及していない.

以上のように, ランダムな繰返し荷重を受ける鋼製橋脚の延性き裂挙動に関する検討がなく, 漸増変位繰返し荷重の場合との違いも明らかではない. そこで本研究では, 地震動を想定したランダムな繰返し荷重による荷重実験を実施し, 延性き裂の発生・進展挙動を明らかにする. また, シェル解析を行うことで基部のひずみ挙動を明らかにするとともに損傷度を用いて延性き裂発生評価¹¹⁾を行う. さらに, はり解析を実施し, 著者らが提案している延性き裂照査法¹²⁾の適用性を検証する.

2. 実験概要

2.1 実験供試体

実験供試体の概要図, 実測寸法・構造パラメータを図-2, 表-1 にそれぞれ示す. 図-2 に示すように供試体の高さ方向には中心間距離間隔 a で板厚 9mm (設計値) のダイアフラムが設置されている. また, 供試体基部に

- 1) 坂野ら^{3),5)}: 両振定変位振幅荷重
- 2) 坂野ら⁶⁾: 両振定荷重荷重, 変位制御の片振定変位振幅荷重
- 3) 三木ら⁷⁾: 3 サイクルごとの両振漸増変位振幅荷重,

表-3 引張試験結果

σ_y (MPa)	E (GPa)	ε_y	E_{st} (GPa)	ε_{st} (%)	σ_u (MPa)	ε_u (%)	ν
381	210	0.182	5.06	1.88	550	24.4	0.289

Note: σ_y = 降伏応力, E = ヤング率, ε_y = 降伏ひずみ, E_{st} = ひずみ硬化開始時の硬化係数, ε_{st} = ひずみ硬化開始時のひずみ, σ_u = 引張強さ, ε_u = 破断ひずみ, ν = ポアソン比

はりリブが設置してある。フランジとウェブはグルーブ溶接されており、溶接は CO₂ 半自動溶接で行い、溶接ワイヤは YFW-C50DM を使用した。表-2 に溶接ワイヤの機械的性質、化学成分を示す。

本実験で使用した鋼材は SM490YA である。材料定数は、JIS1 号引張試験片 7 本の平均値より求めた。表-3 に材料定数を示す。なお、破断ひずみ ε_u は試験前後の試験片から伸び量を計測し計算した。

2.2 実験装置

本実験の実験装置の概略図を図-3 に示す。水平方向の荷重は載荷フレームの柱に固定した MTS 構造物試験機 (± 350 kN) により載荷する。一方、鉛直方向の荷重は、梁にローラー支持された鉛直力ジャッキにより載荷する。鉛直力は鉛直力ジャッキの下に取り付けた鉛直力ロードセルにより計測する。鉛直力ジャッキおよび鉛直力ロードセルは、アクチュエータの変位に応じて水平方向に自由に動くことができ、常に鉛直下方向に載荷できる。実験装置の都合上、台座を設置した。供試体と載荷板および台座と供試体間はそれぞれボルトで固定してある。

3. 水平方向載荷パターンの検討

3.1 検討方法

本研究では、地震動を想定したランダム載荷を受ける鋼製橋脚の延性き裂発生・進展挙動について検討することを目的としている。そのためには、ハイブリッド地震応答実験などにより動的な荷重を実験供試体に与えることも考えられるが、き裂発生・進展を逐次観察していくのは容易ではない。そのため本研究ではまず、はり要素を用いてモデル化したファイバーモデルによる動的解析を実施し、応答変位や損傷度について検討した後、得られた応答変位の中からいくつかを選定し水平変位として実験供試体に与えることとした。ただし、準静的載荷実験であるため、水平変位を与える際の速度は実地震に比べて非常に遅く、その影響は別途検討する必要がある。

3.2 動的解析方法

図-4 に解析モデルの概要図を示す。解析モデルの寸法および構造パラメータを表-4 に示す。解析モデルは実験

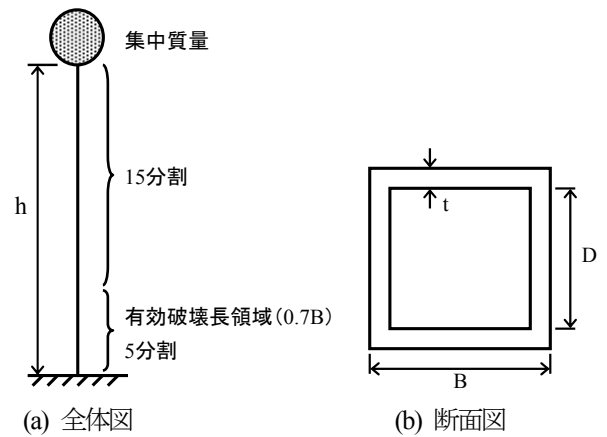


図-4 動的解析モデルの概要図

供試体の 8 倍スケールとした。

解析には汎用解析プログラム ABAQUS¹³⁾を使用した。解析モデルは、Timoshenko はり理論に基づくはり要素 B31 を用いて作成した。通常のベルヌーイ・オイラーはり要素ではせん断変形を無視しているが、この要素ではせん断変形の影響を考慮している。

図-4 に示すように柱頂部に集中質量を持たせ、基部を完全固定とした。また、基部の有効破壊長領域における平均ひずみの収束解を得るために有効破壊長領域¹⁾を 5 分割した。材料構成則は修正 2 曲面モデル¹⁴⁾を用い、修正 2 曲面モデルに必要な材料定数は表-3 の値を用いた。

柱頂部の集中質量により柱に導入される軸力比は、 $P/P_y = 0.1, 0.15, 0.175$ の 3 つの場合を考えた。軸力比 $P/P_y = 0.175$ は道路橋示方書¹⁵⁾により算出した。

入力地震波は道路橋示方書¹⁵⁾に示されている地震動の例のうち、兵庫県南部地震で観測されたレベル 2-タイプ 2-II 種地盤地震動の 3 波 (Fukiai, JRT-NS-M, JRT-EW-M) を用いた。 $P/P_y = 0.1, 0.15, 0.175$ のそれぞれに対して、3 波を 1 回ずつ入力した。なお、 $P/P_y = 0.1$ の場合については、本震に続き同規模の余震が 2 回続くケースを想定して 3 波を 3 回ずつ入力する解析も行った。

著者らは既報¹²⁾において、ファイバーモデル解析では、シェル要素を用いた有限要素モデル¹¹⁾のようなき裂発生箇所近傍の詳細なモデル化が困難であることから、シェル要素を用いた有限要素モデルに比べて基部の塑性ひずみを小さく評価してしまうことを明らかにした。そこで、Manson-Coffin 則と Miner 則に基づく損傷度において、塑性ひずみ範囲に基部のひずみ集中現象を補正する係数を乗ずることで、ファイバーモデル解析によりき裂発生評価を行う方法を提案している¹²⁾。提案手法における損傷度は以下の式より算出する、

$$D = C \sum (\beta \cdot \varepsilon_{pr})^m \quad (1)$$

ここで、 C , m は鋼種によって決まる定数 (SM490 に対しては $C = 9.69$, $m = 1.86$ ^{11), 12)}), ε_{pr} は塑性ひずみ範囲, β は

表-4 動的解析モデルの寸法・構造パラメータ

P/P_y	h (mm)	B (mm)	D (mm)	t (mm)	R_f	$\bar{\lambda}$	T (s)	K (kN/m)	H_y (kN)	δ_y (mm)
0.1	6264	1216	1076	70	0.368	0.362	0.548	168926	6742	40.9
0.15	6264	1216	1076	70	0.368	0.362	0.671	168926	6367	38.7
0.175	6264	1216	1076	70	0.368	0.362	0.724	168926	6180	37.5

Note : T = 固有周期, K = 初期剛性

基部角部のひずみ集中補正係数で無補剛断面鋼製橋脚の場合 $\beta = 3.73^{12)}$ である。塑性ひずみ範囲の抽出法にはレンジ法¹⁰⁾を用いた。 $D=1$ となったときの半サイクル数を解析による予測延性き裂発生点とする。ひずみ集中補正係数¹²⁾は次のように求めた。まずシェル解析、はり解析においてそれぞれ塑性ひずみ履歴を出力し、レンジ法を用いて塑性ひずみ範囲を算出する。そして、シェル解析とはり解析により得られた塑性ひずみ範囲の比を求める。全ての解析モデルについて塑性ひずみ範囲比を求め、実験における延性破壊点に相当する半サイクルまでの平均をとって各解析モデルのひずみ集中補正係数を算出した。最後に、全ての解析モデルから求めた平均値を補正係数とした。なお、文献12)によれば、幅厚比パラメータ (0.25と0.35) による変化は若干あるものの、細長比パラメータ (0.25~0.45)、载荷履歴 (1 サイクル载荷, 3 サイクル载荷および定振幅载荷) および材質 (SS400 と SS490) による影響は非常に小さい。

ランダム载荷を受けた際の本手法の妥当性は未だ明らかにされていないが、本研究では、動的解析結果を対象に式(1)を適用し、载荷パターンの検討の参考にした。実

験終了後には、本手法による予測結果と実験結果の比較を行い、本手法の妥当性を検証したがこれについては後述する。

3.3 動的解析結果

図-5~7 に解析の結果得られた応答変位および損傷度を示す。図-5 は JRT-NS-M を入力したときの軸力比の違いによる解析結果の比較を示したもので、図-6 は $P/P_y = 0.175$ のときの応答変位と損傷度を各地震波について示したもので、そして図-7 は $P/P_y = 0.1$ のもとで JRT-EW-M を連続 3 回入力したときの応答変位および損傷度を示している。各図において、応答変位の図中には応答変位 δ_D 、最大荷重時変位 δ_{max} 、95%荷重時変位 δ_{95} をそれぞれ実線、点線、破線で示した。 δ_{max} と δ_{95} は最大応答変位が正の場合には正の側に、負の場合には負の側に示した。なお、 δ_{max} 、 δ_{95} の算出方法については後述する。損傷度は、解析モデルの基部最下部の要素の柱軸方向塑性ひずみ履歴から式(1)を用いて算出した。

解析モデルの最大荷重時変位と 95%荷重時変位を求め

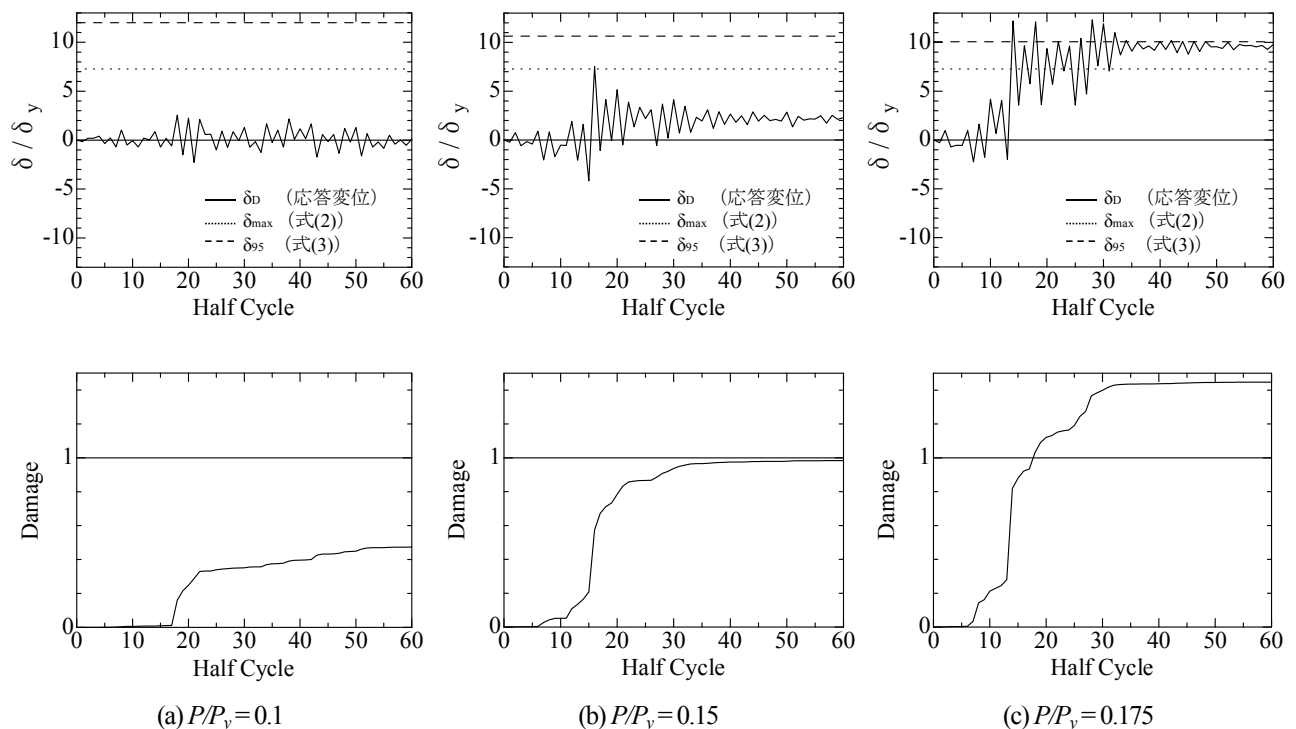


図-5 JRT-NS-M を入力したときの軸力比の違いによる比較

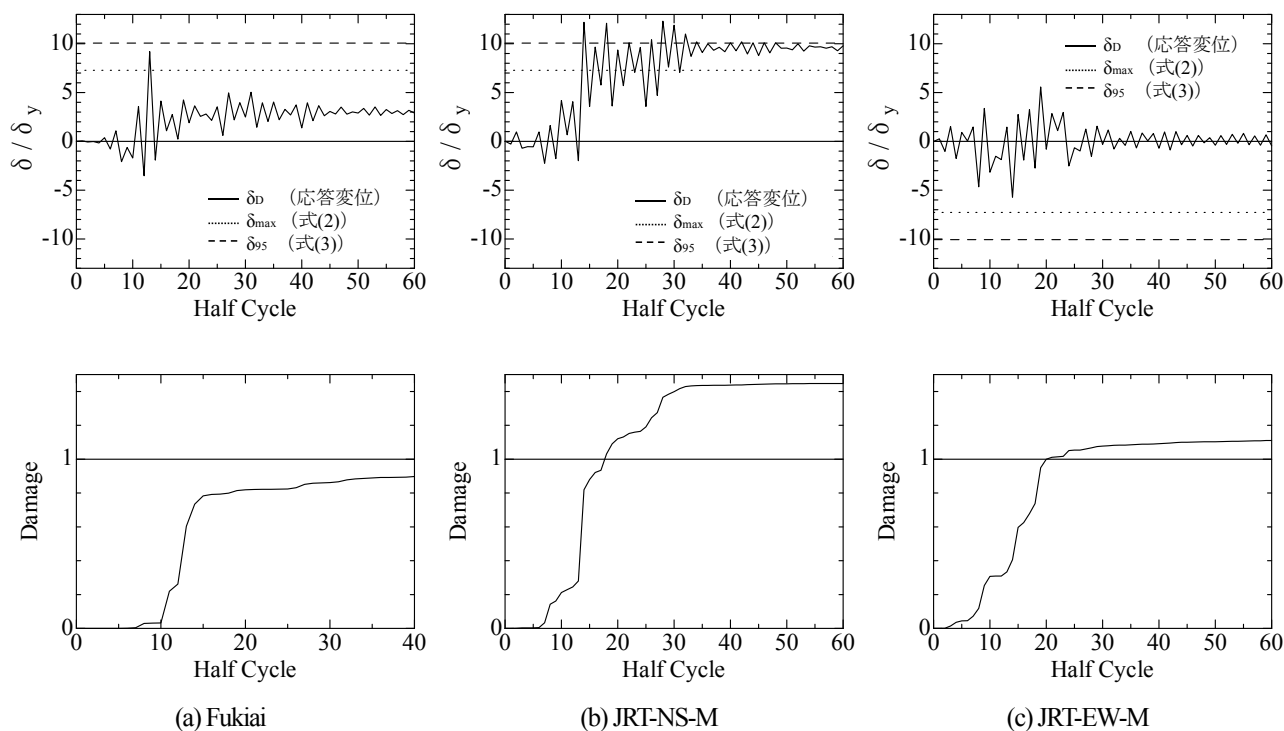


図-6 $P/P_y=0.175$ のときの応答変位と損傷度

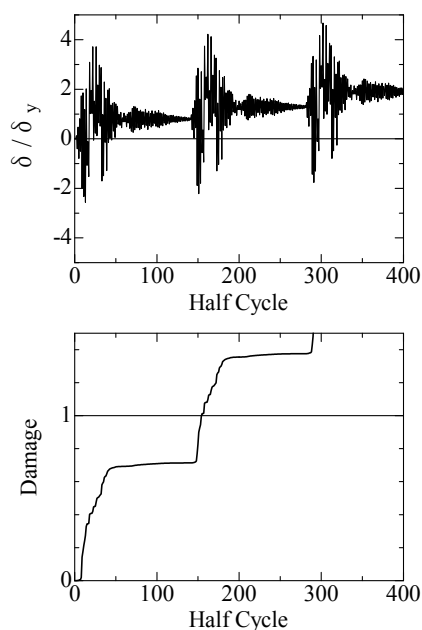


図-7 JRT-EW-M を連続3回入力したときの
応答変位および損傷度 ($P/P_y=0.1$)

表-5 $\delta_{\max}/\delta_y$ および δ_{95}/δ_y

P/P_y	$\delta_{\max}/\delta_y$ [式(2)]	δ_{95}/δ_y [式(3)]
0.1	7.27	12.0
0.15	7.27	10.6
0.175	7.27	10.1

るため、鋼製橋脚の限界値算定に利用される算定式を用

いた。ここでは、文献17)で提案されている無補剛箱形断面橋脚に対して最大荷重時変位と95%荷重時変位を求める算定式を用いた。それぞれの式は以下のように表される。また、算定結果を表-5に示す。なお、本解析モデルは算定式¹⁷⁾の適用範囲にある。

$$\frac{\delta_{\max}}{\delta_y} = \frac{0.0262}{\left\{R_f \sqrt{\lambda}\right\}^{3.5}} + 2.14 \quad (\text{標準偏差 } S=0.85) \quad (2)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.067}{\left\{(1+P/P_y)R_f \sqrt{\lambda}\right\}^{3.5}} + 2.60 \quad (\text{標準偏差 } S=1.09) \quad (3)$$

また、表-6に地震波を1回入力した場合の最大応答変位と解析終了時の損傷度をすべての場合について示す。

以下に動的解析結果について考察する。

i) 軸力比の影響

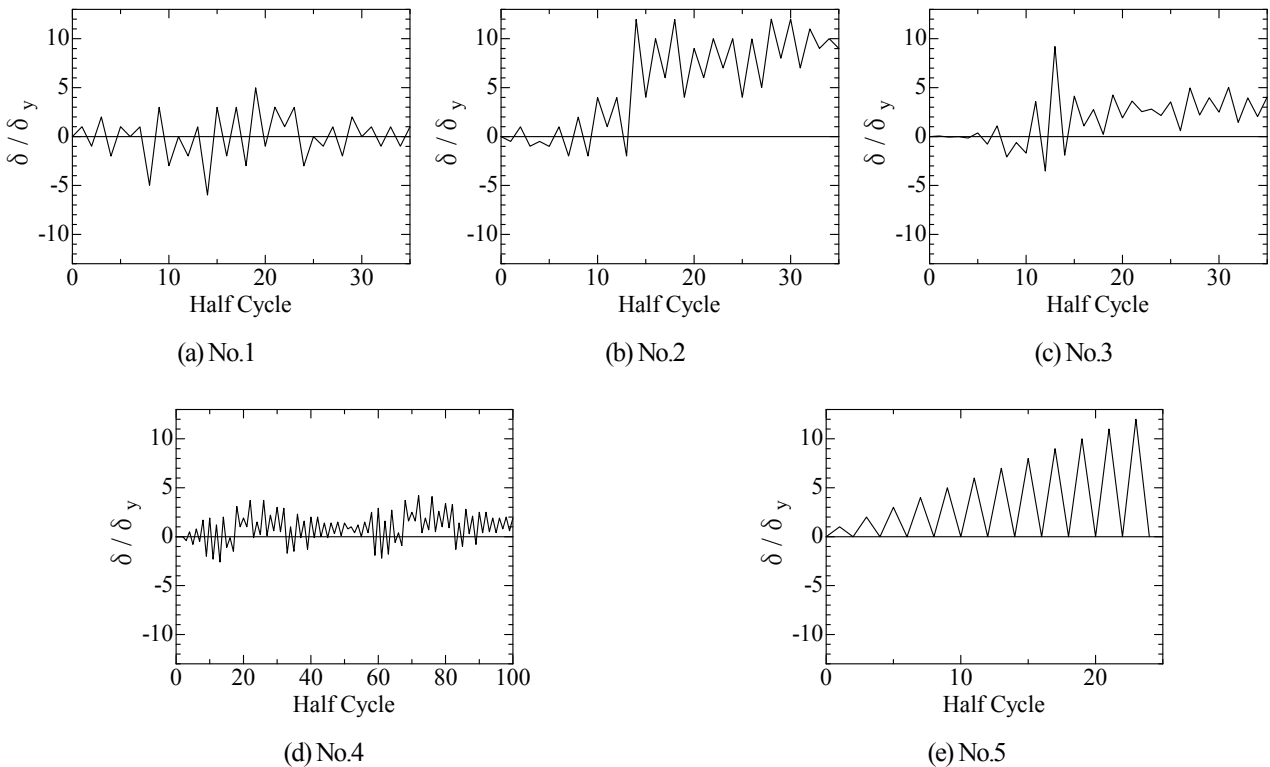
図-5から分かるように、 P/P_y が大きいほど応答変位、損傷度が大きくなっている。これは、表-6から分かるように全ての地震波についても同様である。図-5(c)から分かるように、 $P/P_y=0.175$ の場合に18半サイクルで損傷度が1に達し延性き裂が発生したとみなすことができる。一方、それ以外の場合については損傷度が1に達しておらず、延性き裂は発生しないとみなすことができる。

ii) 地震波による違い

図-6を見ると損傷度が1に達したのは(b)のJRT-NS-Mと(c)のJRT-EW-Mの場合であることが分かる。図-6(b)(図-5(c)と同じ図)については、応答変位は14半サイ

表一6 最大応答変位および損傷度

P/P_y	Fukiai		JRT-NS-M		JRT-EW-M	
	$\delta_{D,max}/\delta_y$	D	$\delta_{D,max}/\delta_y$	D	$\delta_{D,max}/\delta_y$	D
0.1	4.02	0.647	2.54	0.492	3.71	0.710
0.15	7.91	0.817	7.52	0.987	6.44	0.817
0.175	9.20	0.917	12.3	1.45	5.72	1.13



図一8 実験の水平方向載荷パターン

クルで 95%荷重時変位に達しており、延性き裂発生よりも早い。したがって、この場合の終局状態は局部座屈によるものが先行すると言える。一方、図一6(c)を見ると、応答変位は最大荷重時変位に達していないが、損傷度は 21 半サイクルで 1 に達しているため、この場合は延性き裂発生が終局状態となる。また、損傷度の進展に着目すると、図一6(b)では 14 半サイクルにおいて損傷度が 0.3 から 0.8 に急激に増加していることが分かる。これは、応答変位が 14 半サイクルで急激に増加しており、それに伴って基部のひずみも増加したためであると考えられる。一方、図一6(c)では 8 半サイクルから 22 半サイクル程まで損傷度は漸増している。これは、8 半サイクルからの応答変位の値自体はそれほど大きくないが、比較的大きな振幅を持つ応答が繰り返されているためであると考えられる。

iii) 地震動を 3 回入力した場合

表一7 に示すように、 $P/P_y=0.1$ のときに地震動を 1 回入

力した場合、すべての供試体について損傷度は 1 に達しなかった。一方、3 回入力した場合には図一7 に示すように、Fukiai と JRT-EW-M を入力した場合は 2 回目、JRT-NS-M を入力した場合は 3 回目で損傷度が 1 に達し、このとき延性き裂が発生するという評価となる。この結果は、軸力比が $P/P_y=0.1$ と比較的小さい場合には、本震で延性き裂が発生せずとも、同規模の余震が 2 回、3 回と連続して起こった場合に延性き裂が発生する可能性があるということを示している。

3.3 水平方向載荷パターン

以上の結果を踏まえ、実験における水平方向載荷パターンとして、図一8(a)~(d)のような 4 パターンを作成した。図一8(a), (b), (c)は、それぞれ $P/P_y = 0.175$ のもとで JRT-EW-M, JRT-NS-W, Fukiai を 1 回入力して得られた応答変位 (図一6(c), (b), (a)に対応) を基に作成した。また、図一8(d)は $P/P_y=0.1$ のもとで JRT-EW-M を 3 回入力して得

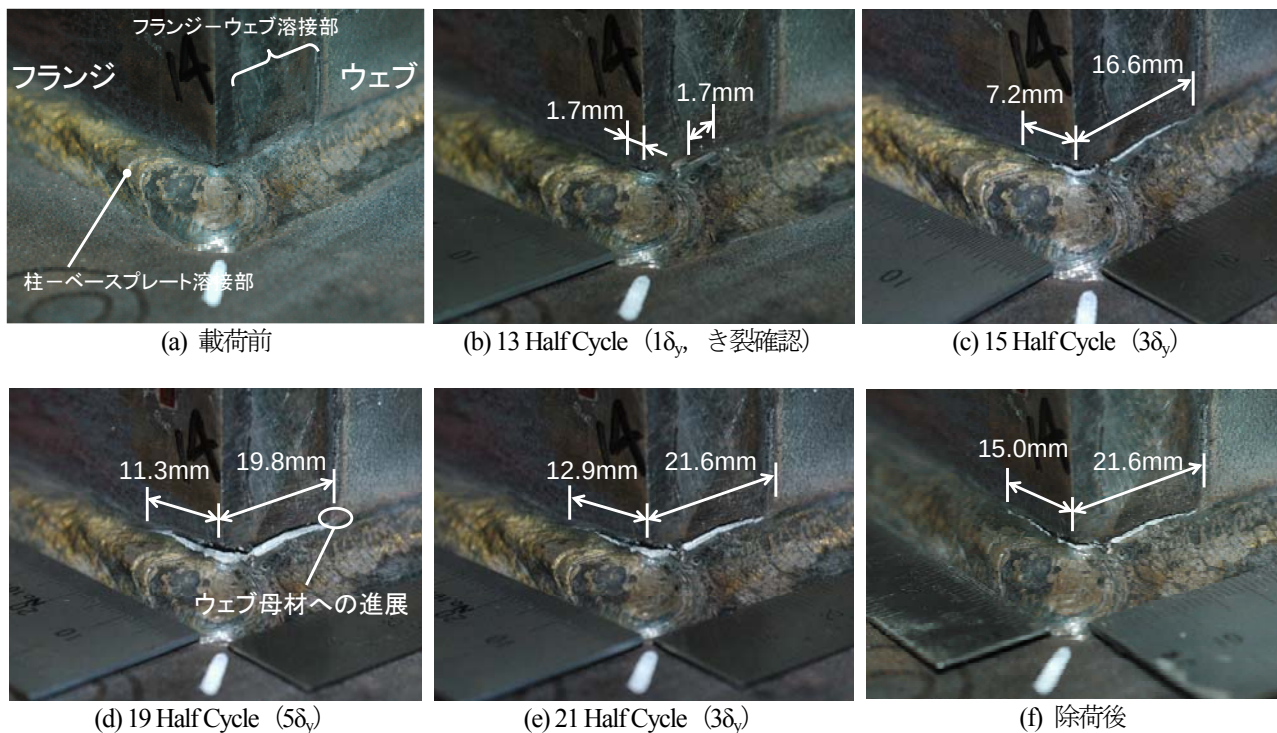


写真-1 供試体 No.1 の角部 1 のき裂進展状況

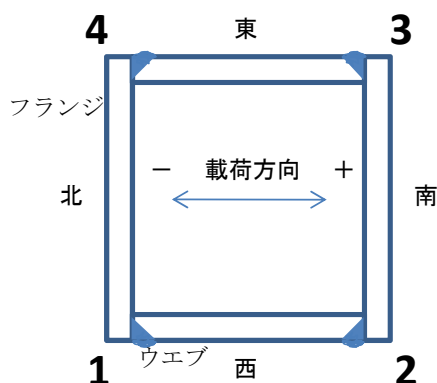


図-9 角部番号

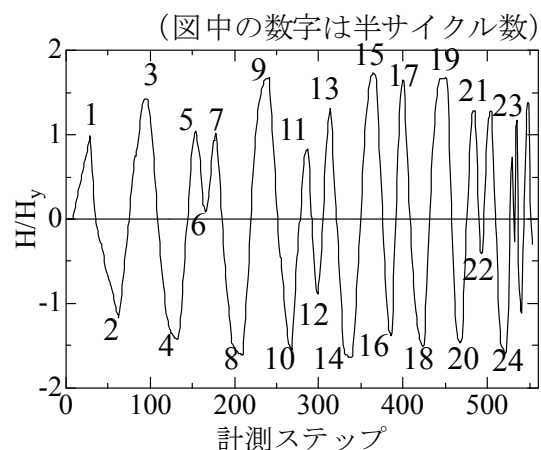


図-10 供試体 No.1 の各計測ステップの水平荷重

られた応答変位の内、2回目までの応答変位から作成した。また、これまでの研究^{9),10)}で採用されていない図-8(e)のような片振漸増変位荷重も併せて行うこととした。

実験は、供試体 No.1~No.5 に対してそれぞれ図-8 に示される荷重パターン No.1~No.5 を用いて行われた。

4. 実験結果

4.1 き裂進展状況

本研究における延性き裂発生・進展の定義は文献⁹⁾などと同様で、目視によりき裂が 1~2mm 程度に達した時点なき裂発生と定義した。ここでは、供試体 No.1 を例なき裂発生・進展状況について述べる。き裂進展状況例を写真-1

に示す。写真-1 のき裂は図-9 に示す角部 1 のものである。No.1 のき裂は角部 1 において初めて確認された。また、図-10 は本研究で行った供試体 No.1 の各計測ステップの水平荷重をプロットしたもので、図中の数字は半サイクル数を示す。

以下に、写真-1 のき裂進展状況について述べる。

i) 写真-1 (b) 13 半サイクル載荷後

初めてき裂を確認した。柱-ベースプレート溶接部柱側止端の 2 箇所にき裂が見られた。1 つは角部先端に 1.7mm、もう 1 つはウェブ-フランジの溶接部と柱-ベースプレート溶接部の境界に 1.7mm のき裂であった。

ii) 写真-1 (c) 15 半サイクル載荷後

フランジ方向には溶接止端上に 8mm 程度に進展した。

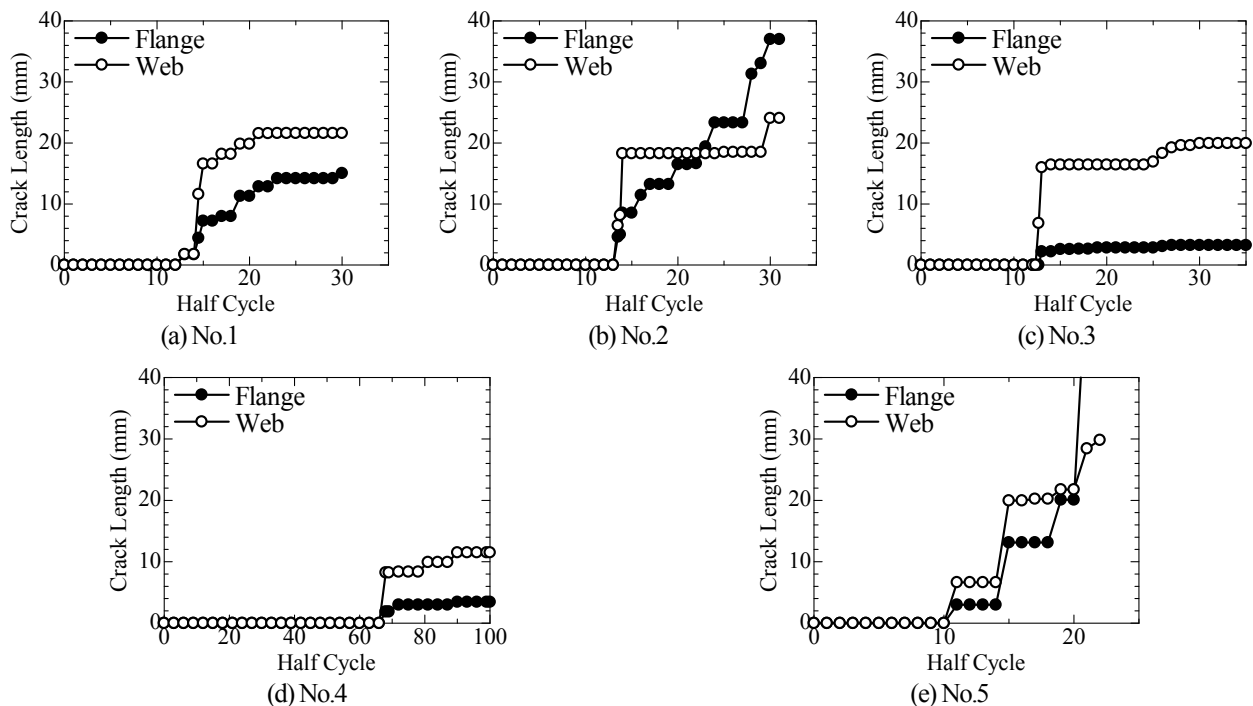


図-11 各供試体のき裂長さ

ウェブ方向では、角部先端とウェーブフランジ溶接部のき裂につながり溶接止端上の17mm程度のき裂となった。

iii) 写真-1 (d) 19 半サイクル载荷後

フランジ方向には11mm程度に進展した。ウェブ方向では、ウェーブフランジ溶接部のき裂がウェブ母材に2mm程度進展した。

iv) 写真-1 (e) 21 半サイクル载荷後

フランジ幅方向およびウェブ幅方向とも19半サイクルから大きなき裂の進展は見られなかった。

v) 写真-1 (f) 除荷後

29 半サイクル以降は変位が小さくき裂進展も非常に小さいと考えられ、29 半サイクルの载荷後に除荷し実験を終了した。フランジのき裂が若干進展しているが、これは除荷の際に与えた変位によるものであると考えられる。

4.2 き裂長さの比較

図-11 に各供試体のき裂長さを示す。各供試体のフランジ幅方向、ウェブ幅方向のき裂長さをそれぞれ黒プロット、白プロットで示した。ここで着目したのは全ての供試体について、角部1のき裂長さである。以下に各供試体のき裂長さについて述べる。なお、供試体 No.1 については前に述べたので省略する。

i) 図-11 (b) No. 2

13 半サイクルから14 半サイクルの载荷途中にフランジとウェブにそれぞれ4.6mmと6.5mmのき裂を初めて確認した。ウェブについては、14 半サイクル载荷終了時に18.3mmまで急激に進展したが、30 半サイクルで24.1mm

に達するまでは、き裂の進展はほとんど見られなかった。フランジについては、2mm程度ずつ徐々に進展していき、30 半サイクルでは37mmに達した。

ii) 図-11 (c) No. 3

12 半サイクルから13 半サイクルの载荷途中にウェブに6.9mmのき裂を初めて確認した。13 半サイクル終了時にはウェブのき裂長さは16.0mmまで急激に進展し、フランジには2.2mmのき裂が見られた。その後のき裂進展は小さく、35 半サイクル载荷終了時でフランジ、ウェブそれぞれ3.2mm、20.0mmのき裂長さであった。

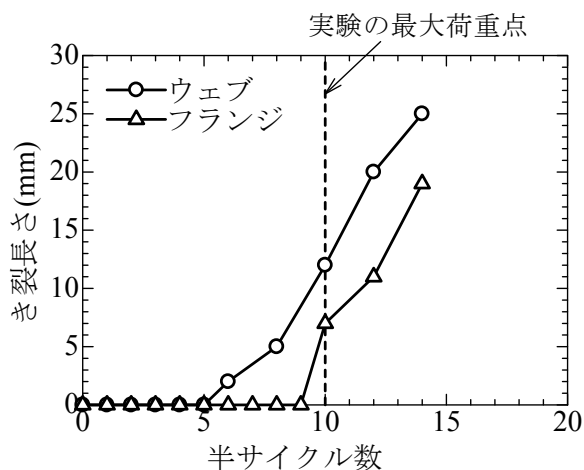
iii) 図-11 (d) No. 4

供試体 No.4 で初めてき裂を確認したのは63 半サイクル時に、角部2においてであり、フランジ、ウェブにそれぞれ2.6mm、6.1mmのき裂であった。角部1においては、68 半サイクル時にフランジ、ウェブそれぞれに1.9mm、8.2mmのき裂を確認した。その後のき裂進展は小さく、100 半サイクル载荷終了時でフランジ、ウェブそれぞれに3.4mm、11.5mmのき裂長さであった。

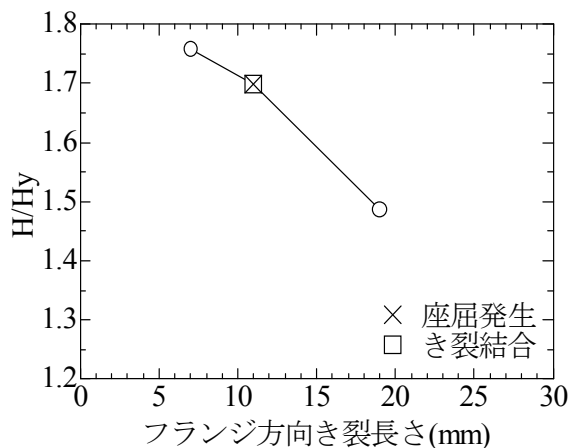
iv) 図-11 (e) No. 5

11 半サイクル载荷終了時にフランジ、ウェブにそれぞれ3.0mm、6.6mmのき裂を初めて確認した。その後、载荷の進行とともにき裂は進展し、15 半サイクルにはフランジ、ウェブそれぞれにおいて13.1mm、20.0mmに達した。さらに、21 半サイクルにはフランジ、ウェブそれぞれにおいて57.9mm、28.4mmと大きく進展した。

供試体 No.1, 2, 3 においては、ウェブ幅方向ではき裂発生から17mm程度まで急激に進展しているが、その後



(a) 半サイクル数とき裂長さの関係



(b) 耐力とき裂長さの関係

図-13 漸増変位载荷を与えた場合のき裂長さ

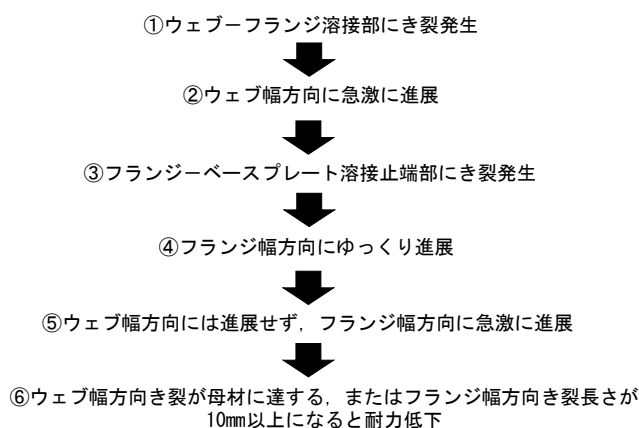


図-12 漸増変位载荷を与えた場合のき裂進展状況¹⁰⁾

のき裂進展は小さいという特徴が分かる。板厚が 9mm、フランジウェブ溶接部の脚長が 8mm、角部先端からフランジウェブ溶接部とウェブ母材境界までは 17mm 程度になり、このことが影響していると考えられる。すなわち、写真-1(b)に示すように、ウェブ幅方向のき裂はまずフランジウェブ溶接部で発生し、フランジウェブ溶接部とウェブ母材の境界までは急激に進展する。ただし、本実験では表面でのき裂成長しか見ていなかったため深さ（板厚貫通）までのき裂成長状況を分りかねず、厚みのある溶接部分での表面的なき裂進展が早かったのかは不明である。一方、漸増変位载荷の場合にはこの後ウェブ母材にも進展していくことが観察されている¹⁰⁾が、変位が漸減するような場合にはき裂が停留するということが考えられる。

フランジ幅方向については最大変位と残留変位が比較的小さい No.1, 3 では、最大変位以降の変位が漸減していく領域では振幅が小さくなるためき裂が停留しているこ

とが分かる。一方、No.2 のように最大変位、残留変位がそれぞれ $12\delta_y$, $10\delta_y$ 程度と非常に大きい場合には、最大変位以降もき裂進展が顕著であることが分かる。

4.4 漸増変位载荷・定振幅载荷の場合との比較

図-12 に漸増変位载荷を与えた場合のき裂進展状況¹⁰⁾を示す。例えば、本研究の実験供試体 No.1 と比べると、図-12①～④までのき裂進展状況はほぼ同じである。しかしながら、図-12⑤については、本実験ではフランジ幅方向とウェブ幅方向の進展は 20～23 半サイクル以降どちらとも小さく、漸増変位载荷の場合とは異なっている。これは、本実験の载荷パターンが 20 半サイクル以降、それまでよりも小さい変位しか与えていないことが影響していると考えられる。このことは载荷パターン No.1～No.4 に対して言えるが、片振漸増変位载荷パターンの No.5 の場合、前述したように、载荷が進むにつれてき裂が母材にまで進展し耐力は低下していったので、過去の漸増変位载荷実験と同様な傾向が見られた。

図-12⑥を説明するため、図-13 に漸増変位载荷を与えた場合のき裂長さ¹⁰⁾を示す。図-13(a)はフランジ幅方向とウェブ幅方向の半サイクル数とき裂長さの関係、図-13(b)は折り返し点での荷重とフランジ幅方向のき裂長さの関係をそれぞれ表している。図-13(a)から分かるように、最大荷重後にフランジのき裂は 10mm に進展し、14 半サイクル($7\delta_y$)時には 20mm に達している。さらに、図-13(b)を見ると、フランジのき裂が 10mm 以上の領域で耐力（半サイクルの折り返し点での荷重）が大きく低下していることが分かる。フランジのき裂が 10mm 以上に達すると概ね板厚方向(9mm)に貫通していると思われる。このときのウェブのき裂長さも考慮すれば、角部は破断していると考えられ、断面欠損が著しくなり耐力が低下したと考えられる。

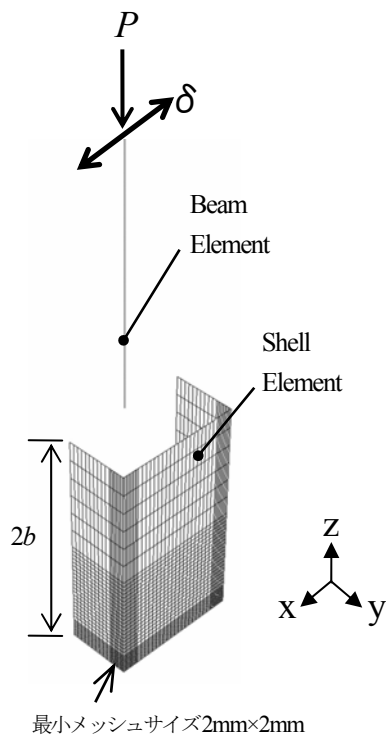


図-14 解析モデル

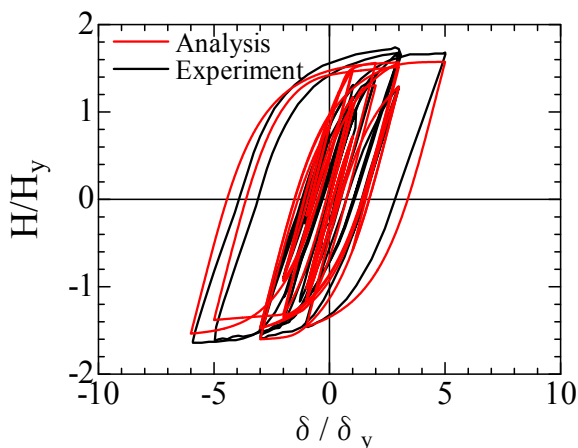


図-15 供試体 No.1 の水平荷重—水平変位関係

一方、本実験では19半サイクルにおいてウェブ幅方向のき裂は母材に2mm程度進展し、フランジ幅方向のき裂長さは11mmとなっており、板厚方向にき裂は貫通していると思われる。このとき前述したように若干の荷重低下が認められたが、これ以降については明確な荷重低下は確認できなかった。これは、本実験の载荷パターンが19半サイクル以降、概ね $\pm 1 \sim 2\delta_y$ の小さな振幅であり、き裂進展が抑制されたことが影響していると考えられる。

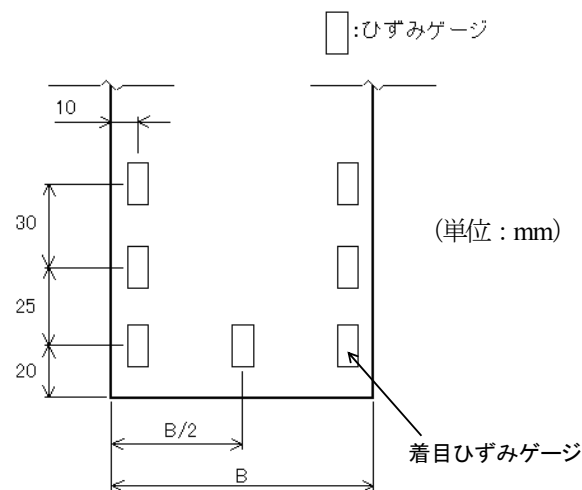


図-16 ひずみゲージ位置（フランジ）

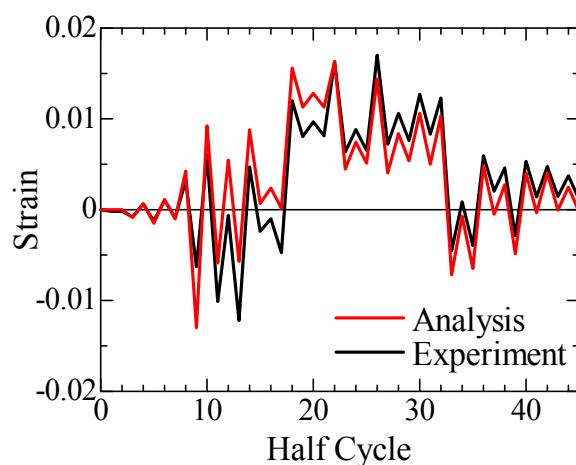


図-17 供試体 No.4 のひずみ履歴の比較

5. 損傷度による延性き裂発生評価法の妥当性検証

5.1 シェル要素を用いた解析

5.1.1 解析概要

解析モデルを図-14に示す。解析には汎用解析プログラムABAQUS¹³⁾を使用した。局部座屈が柱基部に生じること、および基部の局所的なひずみを出力することを考慮して、橋脚基部から $2b$ ($b=B-t$) 高さまでを4節点低減積分有限膜ひずみシェル要素S4Rを用いてモデル化した。延性き裂発生箇所近傍の基部角部のモデル化については既報¹¹⁾と同様である。すなわち、最小メッシュサイズは $2\text{mm} \times 2\text{mm}$ で溶接部は考慮していない。橋脚基部から $2b$ 以上についてはTimoshenkoはり理論に基づくはり要素B31を用いてモデル化した。はり要素下端と基部のシェル要素上端は剛体結合とした。なお、解析モデルの対称性および解析時間の短縮を考慮しフランジ中心から半分をモデル化した。

境界条件については、基部を完全固定とし、柱中心の

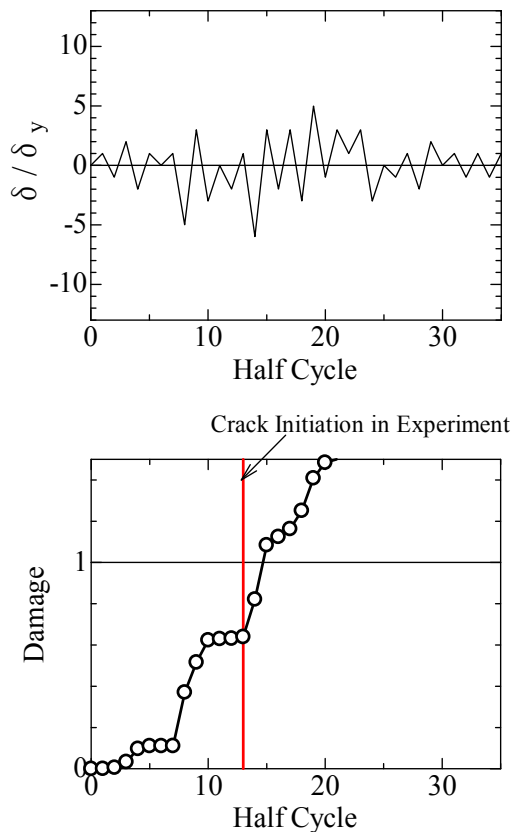


図-18 シェル解析による損傷度

断面が y 軸対称となるよう、 x 軸回りの回転、 z 軸回りの回転および y 軸方向の変位を拘束した。

材料構成則としては修正 2 曲面モデル¹⁴⁾を用い、修正 2 曲面モデルのパラメータには表-2 で示した引張試験で得られた材料定数を使用した。

荷重方法は実験と同様に、柱頂部に一定の鉛直荷重 P と水平変位 δ を与えた。鉛直荷重 P の軸力比は $P/P_y=0.1$ 、水平変位は実験と同じであり、図-8 に示す通りである。

シェル解析における損傷度は既報¹¹⁾において示しており、以下の式で表される、

$$D = C \sum (\varepsilon_{pr})^m \quad (4)$$

ここで、用いている記号は式(1)と同じである。なお、き裂発生評価位置における要素サイズは $2\text{mm} \times 2\text{mm}$ とするのが妥当である¹¹⁾。

5.1.2 解析結果

図-15 に解析より得られた供試体 No.1 の荷重-変位関係を赤線で示す。同図には実験で得られた荷重-変位関係を黒線で併せて示す。同図を見ると、実験結果に比べて解析結果の方が水平荷重が大きい傾向があることが分かるが、概ね両者は良く一致していると言えよう。

次に基部溶接部付近のひずみの再現性を確認する。例

表-7 解析結果と実験結果の比較

供試体名	解析 $n_{hc,pre}$	実験 $n_{hc,exp}$	誤差 $(1 - n_{hc,pre}/n_{hc,exp}) \times 100(\%)$
No.1	15	13	-15.3
No.2	14	13.5	-3.7
No.3	13	12	-8.3
No.4	76	63	-20.6
No.5	15	11	-36.4

Note: $n_{hc,pre}$ = 解析による予測延性き裂発生時半サイクル数

$n_{hc,exp}$ = 実験での延性き裂発生時半サイクル数

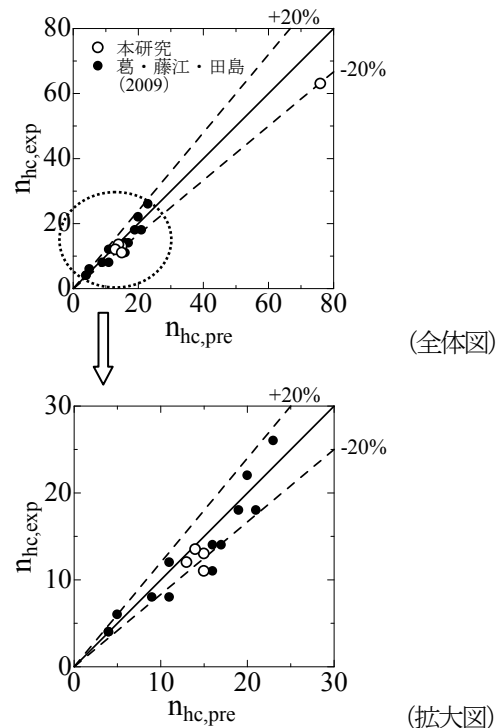


図-19 本研究と既報¹¹⁾の結果の比較

として、図-17 に供試体 No.4 の基部における実験と解析のひずみ履歴の比較を示す。同図には 1 回目の入力波の荷重終了時までのひずみ履歴を示した。実験でのひずみ履歴は図-16 に示した位置のひずみゲージ (YFLA-2, ゲージ長さ 2mm , 幅 1.8mm) から得られたものである。一方、解析によるひずみ履歴は、着目ひずみゲージと同位置のメッシュ ($2\text{mm} \times 2\text{mm}$) から出力した部材軸方向ひずみである。これは、後で述べる損傷度の計算に用いる塑性ひずみ履歴とは異なった位置から出力したものであることに注意されたい。

図-17 を見ると、10 半サイクルから 22 半サイクルまでについては若干解析結果が実験結果に比べて大きい傾向にあるが、ほぼすべての範囲で解析結果は実験結果と良く一致していることが分かる。これより、本解析モデルで基部溶接部付近のひずみを評価することが可能であると言えよう。

次に、解析モデルから柱軸方向の塑性ひずみを出し、

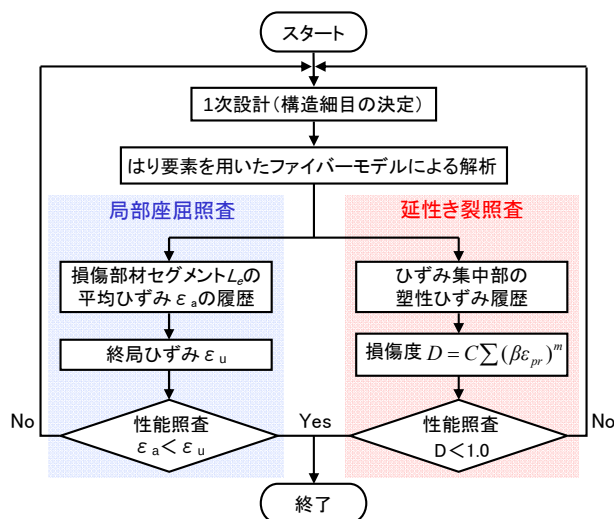


図-20 延性き裂と局部座屈に対する
統一的耐震性能照査法の概要図

式(4)より損傷度を計算した結果について検討する。ここで着目したのは、実験でき裂が発生した位置に合わせて基部角部フランジ側先端の溶接止端部から 1mm の要素である。図-18 に例として供試体 No.1 について得られた損傷度の履歴を示す。同図において縦軸に損傷度、横軸に半サイクル数をとった。さらに、赤線で実験におけるき裂発生時半サイクル数を併せて示した。なお、損傷度の図の上に、それぞれの载荷パターンを併せて示した。また、表-7 に本解析による予測値と実験結果の比較をまとめた。

図-18 を見ると、No.1 については損傷度が徐々に増加しているのが分かる。No.1 の载荷パターンは比較的小さな変位振幅が繰り返されており、損傷度の増加も緩やかになっていると考えられる。

表-7 を見ると、No.1~4 は4~20%程度の誤差でき裂の発生を予測できていることが分かる。No.5 (片振载荷)の誤差は36%程度であるが、既報¹¹⁾の無補剛単柱に漸増変位载荷を与えた研究においても同程度の誤差が生じる場合があることを指摘している。ただし、前述したように、延性き裂が発生してから、母材へ進展しても、ただちに強度劣化が生じることはない。

図-19 に本研究の結果および既報の無補剛単柱に漸増変位载荷を与えた研究¹¹⁾の結果の比較を示す。同図において縦軸は実験での延性き裂発生点、横軸は解析による予測延性き裂発生点である。白抜きの丸点は本研究の結果、黒抜きの丸点は既報¹¹⁾の結果を示している。同図を見ると本研究および既報¹¹⁾の結果ともに、ほとんどの供試体について、 $\pm 20\%$ 程度の誤差で本手法により実験結果を評価できることが分かる。以上より、損傷度による評価手法により、ランダム载荷を与えた供試体についても、漸増変位や定振幅载荷の場合と同程度の精度で延性き裂

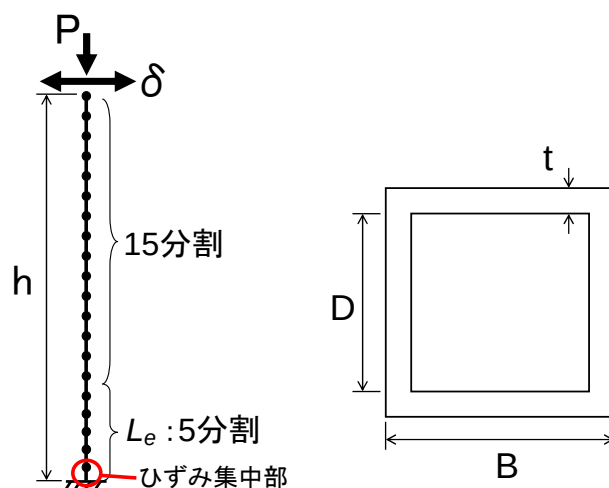


図-21 ファイバーモデル解析モデル

発生を評価できることが確認できた。

5.2 ファイバーモデル解析

5.2.1 解析概要

前述のように、著者らはこれまでに実際の耐震設計で多く用いられているファイバーモデルを用いた延性き裂照査法¹²⁾を提案している。さらに、図-20 に延性き裂と局部座屈に対する統一的耐震性能照査法の概要図を示す。1次設計を行い構造細目を決定した後、局部座屈に対する照査は文献¹⁾で提案されている方法により行う。すなわち、有効破壊長領域 L_e の圧縮側平均ひずみ ϵ_a の履歴を出力し、終局ひずみ ϵ_u との比較を行う。延性き裂照査で用いるファイバーモデルは変形性能照査法で用いられるものと同じである。ただし、延性き裂照査では図-20(b)に示すように基部ひずみ集中部の要素の柱軸方向塑性ひずみを出力するので、収束解が得られるように有効破壊長領域 L_e ¹⁾の要素分割を細かくしておく必要がある。既報¹²⁾において5分割程度で収束解が得られることが分かっている。

5.2.2 解析結果

延性き裂に対する照査は、ひずみ集中部の柱軸方向塑性ひずみを出力し、損傷度 D を算出する。ここでの損傷度はシェル解析で用いたものとは異なり、ひずみ集中現象を補正する係数を導入した損傷度を用いる。これは既に式(1)に示している。

基部のひずみ集中部から出力した柱軸方向塑性ひずみについて、レンジ法を用いて塑性ひずみ範囲を抽出し式(1)に代入することで損傷度を得る。 $D < 1$ であれば延性き裂照査は終了であるが、 $D \geq 1$ であれば再度設計を見直す必要がある。局部座屈照査と延性き裂照査の両者を満足したとき、耐震照査が終了となる。

以上の照査手法は漸増変位载荷および定振幅変位载荷

表-8 解析結果と実験結果の比較

供試体名	解析 $n_{hc,pre}$	実験 $n_{hc,exp}$	誤差 $(1 - n_{hc,pre}/n_{hc,exp}) \times 100(\%)$
No.1	18	13	-38.4
No.2	14	13.5	-3.7
No.3	14	12	-16.7
No.4	65	63	-3.2
No.5	15	11	-36.4

Note: $n_{hc,pre}$ = 解析による予測延性き裂発生時半サイクル数
 $n_{hc,exp}$ = 実験での延性き裂発生時半サイクル数

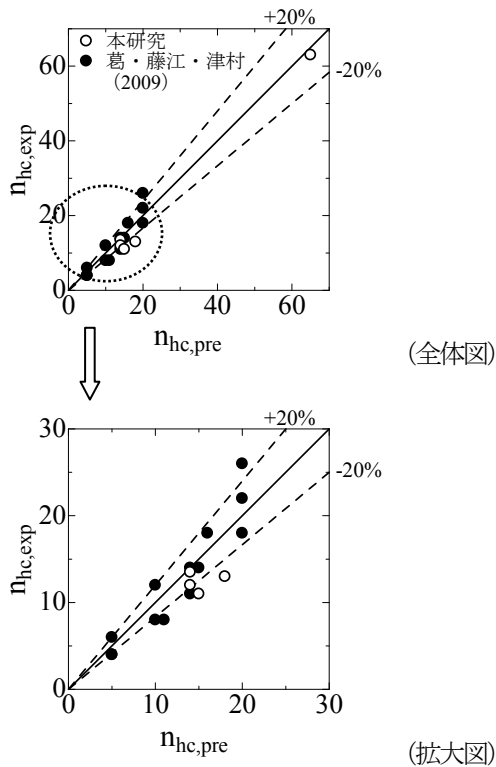


図-22 本研究（ファイバーモデル解析）と既報¹²⁾の結果の比較

を与えた過去の実験および解析結果に基づいて提案されており、地震動などランダム载荷を受ける場合の適用性は確認されていない。本節では本研究の実験結果とファイバーモデルの解析結果の比較から妥当性を検証する。

図-21 に本研究の実験供試体を対象とした解析モデルの図を示す。解析には汎用解析プログラム ABAQUS¹³⁾を使用した。解析モデルは、Timoshenko はり理論に基づくはり要素 B31 を用いて作成した。解析モデルの諸元は実験供試体と同じである。基部の収束解を得るため、局部座屈に対する耐震解析で用いられる有効破壊長領域 $L_e (= 0.7b)$ を 5 分割し、その上部は 15 分割とした。基部は完全固定とした。

図-21(a)に示すように、柱頂部に一定の鉛直荷重 P と水平変位 δ を与える静的繰り返し解析を行った。鉛直荷重 P および水平変位 δ は実験で与えたものと同じである。材

料構成則には修正 2 曲面モデルを用いた。修正 2 曲面モデルに用いる入力定数は、供試体製作に使用した鋼材の引張試験から得られた値を使用した（表-3 参照）。損傷度に関しては前述した通りである。

表-8 に解析による予測値と実験結果の比較をまとめた。同表を見ると、No.2~4 は 4~17% 程度の誤差で予測できていることが分かる。No.1, 5 の誤差は 40% 弱であるが、溶接部の形状などの詳細をモデル化していないことやひずみ集中補正係数を求める際にすべてのモデルによる平均値をとっていることから、シェル解析による予測結果および過去の無補剛単柱に漸増変位载荷を与えた研究¹²⁾においても同程度の誤差が生じる場合があることが指摘されている。したがって、予測の精度をさらに上げるためには、溶接部の形状を詳細に反映できる解析モデルを用いることや幅厚比パラメータなどの構造パラメータ、载荷履歴の影響を総合的に考慮したひずみ集中補正係数を提案することが肝要である。

図-22 に本研究の結果および過去の無補剛単柱に漸増変位载荷を与えた研究¹²⁾の結果の比較を示す。同図において縦軸は実験での延性き裂発生点、横軸は解析による予測延性き裂発生点である。白プロットで本研究の結果、黒プロットで既報¹²⁾の結果を示した。同図を見ると本研究および既報¹²⁾の結果ともにほとんどの供試体について、シェル解析の結果と同様に、 $\pm 20\%$ 程度の誤差で本手法により解析結果を評価できることが分かる。

以上より、ひずみ集中補正係数を導入した損傷度による評価手法により、ランダム载荷を与える場合にも漸増変位や定振幅载荷の場合とほぼ同程度の精度で延性き裂発生を評価できることが確認できた。

6 結言

単柱式鋼製橋脚を対象に、ランダム载荷を受ける場合の延性き裂進展挙動を明らかにすること、および既往の研究で提案されている延性き裂発生評価法の適用性を、ランダム载荷履歴について検証することを目的に検討を行った。まず、ファイバーモデルによる動的解析を実施し、レベル 2 地震動を受ける際の応答変位および損傷度を評価した。得られた応答変位を実験供試体に頂部変位として与え、延性き裂発生・進展挙動を観察した。次に、シェル解析により実験供試体を詳細にモデル化して静的繰り返し载荷を行い、損傷度による延性き裂発生点の評価を行った。また、ファイバーモデルによる解析を実施し、ひずみ集中補正係数を導入した損傷度による延性き裂発生点評価を行い、過去の研究実績との比較を行った。以下に本研究で得られた知見をまとめる。

- 1) 軸力が大きいほど応答変位、損傷度は大きくなる傾向にある。

- 2) 軸力比 $P/P_y = 0.175$ のとき, 3 体中 2 体の損傷度が 1 に達した. このうち 1 体の応答変位は限界値を超えていたが, もう 1 体は超えていなかった. このように, 従来の局部座屈照査を満足する鋼製橋脚でも, 延性き裂照査は満足しない場合がある.
- 3) $P/P_y = 0.1$ など軸力比が小さい場合は, 応答変位および損傷度はともに小さくそれぞれの照査を満足するが, 地震波を 2 回, 3 回と入力すると損傷度が 1 に達した.
- 4) No.1~3 の比較的変位が大きい供試体では, ウェブ幅方向き裂長さは 20mm 程度までは急激に進展するがその後の進展は小さい. これは変位が漸減していること, およびフランジウェブ溶接部の脚長の寸法が影響していると考えられる. フランジ幅方向については, 応答変位が $12\delta_y$, 残留変位が $10\delta_y$ と非常に大きい No.2 では 40mm 弱までき裂が進展し耐力低下も見られたが, No.1, 3 については 14mm, 3mm 程度と進展は比較的小さく耐力低下も確認できなかった. No.4 では 2 回目の载荷の際にき裂が発生した. これより, 1 回目の地震でき裂が発生せずとも, 2 回目の地震が起きた場合にき裂が発生する可能性があることが分かった.
- 5) 最大応答変位が比較的小さく, 残留変位も小さい場合, き裂進展は抑制され, 耐力低下も明確には確認できないことが分かった. このことから, 過去の研究で用いられてきた漸増変位载荷は非常に厳しい载荷方法であると言える.
- 6) 本研究の実験供試体を対象としたシェル解析から損傷度による延性き裂発生評価を行い, ランダム载荷を与えた場合でも良い精度で評価可能であることが分かった.
- 7) ファイバーモデルによる解析から過去の研究と同程度の精度で延性き裂発生評価が可能であることを示した. 応答変位を 2 回入力した No.4 についても延性き裂発生点を精度よく予測できることが分かった.

謝辞

本研究の一部は, 平成 21 年度科学研究費補助金・基盤研究 (C)「土木鋼構造物の延性破壊照査法の開発に関する研究」(研究代表者: 葛 漢彬; 課題番号: 21560509) および文部科学省私学助成ハイテクリサーチセンター整備事業で名城大学に設置された「高度制震実験・解析研究センター」の助成を受けて実施されたものである.

なお, 本研究における実験を行うに当たって, 名城大学大学院生小野恵亮君, 垣内一輝君および当時名城大学 4 年生の伊東健太郎君にはお世話になった. 記して謝意を表します.

参考文献

- 1) 宇佐美勉 編著: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン,

日本鋼構造協会, 技報堂出版, 2006.

- 2) 才塚邦宏, 宇佐美勉, 芳崎一也, 鈴木森晶: 兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚による激震時挙動, 土木学会論文集, No.556/I-38, pp.119-129, 1997.
- 3) 坂野昌弘, 三上市蔵, 村山 宏, 三住泰久: 鋼製橋脚基部の超低サイクル疲労破壊挙動, 鋼構造論文集, 第 2 巻, 第 8 号, pp.73-82, 1995.
- 4) 坂野昌弘, 岸上信彦, 小野剛史, 三上市蔵: 鋼製ラーメン橋脚柱梁接合部の超低サイクル疲労破壊挙動, 鋼構造論文集, 第 4 巻, 第 16 号, pp.17-26, 1997.
- 5) 坂野昌弘, 岸上信彦, 小野剛史, 森川友記, 三上市蔵: 三角リブ付き鋼製橋脚基部の超低サイクル疲労挙動, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.121-128, 1998.
- 6) 坂野昌弘, 三上市蔵, 鷹羽新二: 鋼製橋脚隅角部の低サイクル疲労挙動, 土木学会論文集, No.563/I-39, pp.49-60, 1997.
- 7) 三木千寿, 四十沢利康, 穴見健吾: 鋼製橋脚ラーメン隅角部の地震時脆性破壊, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.273-281, 1998.
- 8) 陵城成樹, 足立幸郎, 猪瀬幸太郎, 杉浦邦征, 渡邊英一: 鋼製橋脚基部の地震時低サイクル疲労挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.649-655, 2002.
- 9) 葛漢彬, 大橋正稔, 田島僚: 鋼製厚肉断面橋脚における延性き裂の発生とその進展に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.493-502, 2007.
- 10) 葛漢彬, 津村康裕: 鋼製厚肉断面橋脚における延性き裂発生の評価に関する実験的および解析的研究, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.605-616, 2009.
- 11) 葛漢彬, 藤江渉, 田島僚: 鋼構造物の延性き裂発生の評価法の実験データによる検証, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.617-628, 2009.
- 12) 葛漢彬, 藤江 渉, 津村康裕: 鋼製橋脚の延性き裂照査法の開発に関する一検討, 土木学会地震工学論文集, Vol.30, 論文番号 3-0017, CD-ROM, 2009.
- 13) ABAQUS: Standard user's manual, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, R. I, 2005.
- 14) Shen C., Mamaghani, I.H.P., Mizuno, E. and Usami, T.: Cyclic Behavior of Structural Steels. II: Theory, J. of Eng. Mech., ASCE, Vol.121, No.11, pp.1165-1172, 1995.
- 15) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説書, 丸善, 2002.
- 16) 日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 技報堂出版, 1993.
- 17) 鈴木森晶, 宇佐美勉: 繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究, 土木学会論文集, No.519/I-32, pp.115-125, 1995.

(2009 年 9 月 24 日受付)