

鋼構造物の動的耐震照査法に関する解析的検討

Applicability on Dynamic Verification Method for Seismic Design of Steel Structures

森下邦宏*・宇佐美勉**・阪野崇人***・高橋昌利****

Kunihiro MORISHITA, Tsutomu USAMI, Takahito BANNO and Masatoshi TAKAHASHI

*正会員 工修 三菱重工業株式会社 広島研究所 鉄構・土木研究室 (〒730-8642 広島市中区江波沖町5-1)

(名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻 博士課程(後期課程)在学中)

**フェロー会員 D.Sc. 名古屋大学 教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

***正会員 修(工) 瀧上工業株式会社 生産本部 技術部 (〒475-0826 半田市神明町1-1)

****学生会員 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻 博士課程(前期課程) (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

The applicability on the dynamic verification method for seismic design is verified. In this method, the ultimate states of structures are decided by comparing strain time history of the segment considered as the collapse point with the ultimate strain based on structural properties. The strain time history is obtained in dynamic response analysis using fiber element model, not using shell element models. The authors already have reported the applicability for steel single bridge piers. In this paper, the objective structures are trapezoid shaped steel rahmen bridges which have more complicated collapse mechanism. Firstly, analysis results based on this verification method are compared with quasi-static analysis results using shell element models. Secondly, the comparison is performed on the dynamic response analysis. These results tell us the noticeable point when this proposed dynamic verification method would be applied for more complicated structural systems such as rahmen bridges.

Key Words : dynamic seismic performance check, trapezoid shaped steel rahmen bridge, ultimate strain, seismic response analysis

1. 緒言

現在、橋梁の耐震設計手法は、従来の地震時保有水平耐力照査法から変形照査に基づく性能設計法に移行しつつある^{1)~4)}。性能設計のためには、対象とする構造物の限界値(Capacity)、地震時の応答値(Demand)の両者の算定および比較が必要となる。

性能照査法に関しては、文献 1), 2)などに示されるように種々の方法が提案されている。例えば(a)経験式に基づく方法、(b)静的解析に基づく方法、(c)静的/動的解析併用方法、(d)動的解析に基づく方法、等である。

(a), (b), (c)に関しては、これまでの多くの実験結果と静的解析結果との比較、および解析的検討などより、概ね、その妥当性が示されている(文献 5), 7))。しかし、これらの方法の適用範囲としては、1自由度の応答が卓越すると見なせる構造形式に限定されている。

一方、(d)に関しては、種々の構造物において変形が集中すると考えられる箇所("損傷部材セグメント"と称する)に着目し、性能評価指標として軸ひずみを用いた手法である。本手法では、動的応答解析中に当該部位において発生する平均圧縮軸ひずみが、限界値として設定される破壊ひずみに到達した時点で、損傷部材セグメントが破壊に達したと見なす手法であり、限界値、応答値の算定および照査を同時に行える。また、この損傷部材セ

グメントの破壊と構造物の破壊メカニズムとの相関を明確にすれば、どのような構造形式に対しても適用しうる方法であると考えられる。

著者らは、上記の性能評価指標に対する限界値として、箱形断面、円形断面を有する鋼構造物の部材セグメントを対象とした、軸力および曲げモーメント載荷時の破壊ひずみ推定式を提案してきた¹⁰⁾。また、上述のように、この評価指標である破壊ひずみを基に、構造物の損傷部材セグメントでの発生ひずみを用いた構造物としての終局状態を照査する動的耐震照査法を提案してきた^{1), 2)}。さらに文献 6), 7)において、最も基本的な構造形式である単柱式鋼製橋脚を例に採り、提案する動的耐震照査法による解析結果と準静的繰返し載荷実験との比較、およびシェル要素を用いた詳細モデルによる擬似的な動的解析結果との比較を行い、単柱式鋼製橋脚に対しては提案手法の適用性は十分にあることを示した。しかし、単柱式橋脚は最も基本的な構造物であり、損傷部材セグメントも通常1箇所限定される静定構造である。

これらを踏まえ、本論文では対象構造として、着目する損傷部材セグメント数を増加した、すなわち不静定次数の高い構造物である鋼製ラーメン橋脚を採用した。ただし、形状として台形型のラーメン橋脚モデル(以下、台形ラーメン橋脚と称する)を採用した。この台形ラーメン橋脚は、通常のラーメン橋脚に比べ面内方向の水平力に

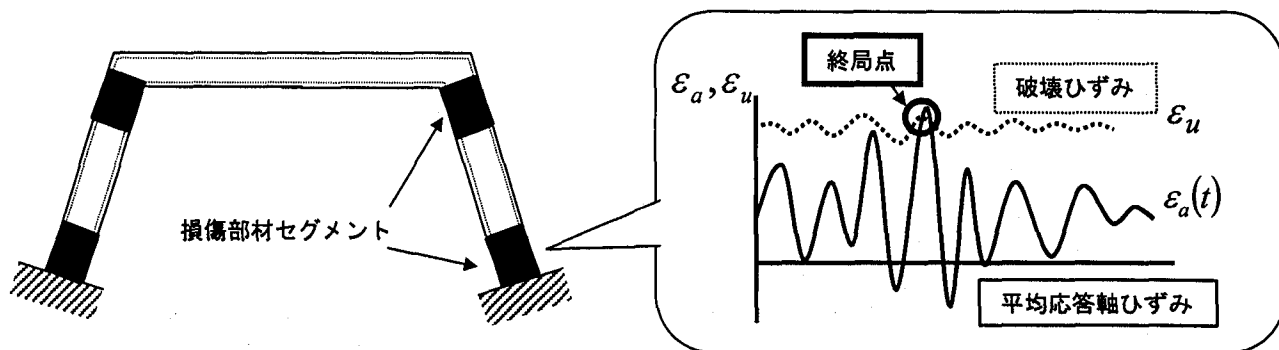


図1 動的耐震照査法の概念図

より柱部に作用する軸力が大きくなることが特徴となる構造物であり、アーチリブのような構造に近いものとして位置づけられる。

検討ではラーメン橋脚面内方向変形のみに着目し、提案手法およびシェル要素を用いた詳細モデルによる静的、動的解析結果の比較を行った。ただし、後述するように、提案手法を用いた不静定構造物の終局状態の推定は安全側となることが明確である。そこで、本論文においては、まず準静的繰返し載荷解析結果に基づき、推定する終局変位の余裕度を検討し、次に、動的解析結果の比較より、それぞれの終局状態に関する検討、考察を行った。

2. 動的耐震照査法の概要

(1) ラーメン橋脚に対する動的耐震照査法

提案する動的耐震照査法は、地震時などの繰返し履歴を受ける構造物に対し、時刻歴上で動的に耐震性能照査を行う方法である。

まず、照査箇所として構造系内部で地震時に損傷が集中すると考えられる損傷部材セグメント（有効破壊長¹³⁾と称する長さ L_e の部材セグメント）に着目する。照査は、そのセグメントにおける断面フランジ板厚中心の平均軸ひずみ時刻歴に着目し、その平均圧縮軸ひずみ ϵ_a と損傷部材セグメント毎に算定される破壊ひずみ ϵ_u の比較を行い、平均圧縮軸ひずみが破壊ひずみに達した時点で当該セグメントが終局状態に達したものと見なす。有効破壊長 L_e は、 $L_e = \min\{0.7b, a\}$ にて算定される長さである。ここで a ：ダイアフラム間隔、 b ：フランジ板幅を示す。照査法における損傷部材セグメントでの終局状態判定の概念図を図1に示す。図中の○印の点が部材セグメントの終局状態に達した点と判定される。また、提案手法は、詳細なシェルモデルを用いるのではなく、局部座屈を考慮しないはり要素（ファイバー要素）を用いた簡易な解析モデルを用いて照査を行うことを特徴としている。

次に、構造全体系としての終局状態の判定に関して、静定構造である単柱式橋脚は、前述のように一般的には基部の部材セグメントが破壊基準に達した時に全体が終局限界になる。一方、不静定構造であるラーメン橋脚の崩壊機構は単柱式橋脚のように単純ではないが、本論文

では、提案するラーメン橋脚の動的耐震照査法として、構造物内に想定される複数の損傷部材セグメントの内、1箇所が最初に破壊基準に達した時を構造全体系の終局状態と見なす。この方法が最も簡単な定義と考えられる。

ここでラーメン橋脚の荷重－変位曲線と各部の損傷状況の推移を考えてみる。図2は門形ラーメンの損傷イベントと水平荷重－水平変位曲線（H－ δ 曲線）のイメージを表したものである。一般にラーメン構造は、あるセグメントが初降伏（②この場合は右柱基部）しても不静定構造であるため力が再配分され（③～④）、単柱構造に比べ荷重は増大していく。荷重が増大していくと1つのセグメントが終局限界の定義点に達するが（⑤この場合は右柱基部）、提案手法ではこの時をラーメン橋脚全体の終局と見なす。しかし、不静定構造であるラーメン構造は崩壊メカニズムを形成しておらず、まだ荷重が増加する。最終的に不静定次数が零になる（⑥この場合は4つのセグメントでM- θ 関係の劣化域に入ると）、ラーメンは不安定になり荷重が低下していく。

このように、提案手法によるラーメン橋脚の終局定義点⑥は、実構造における最大荷重点⑥に比べ安全側となるのは明確であるが、本論文では、比較のための実構造の終局状態の定義を、後述の破壊ひずみの定義に合わせた、最大荷重に達した後、最大荷重の95%まで低下した点（以下、95%耐力点と称する）と仮定した。

(2) 破壊ひずみ

破壊ひずみの詳細に関しては文献10)に示すが、補剛、無補剛箱形断面に対して、損傷部材セグメント部分のみの構造を取り出したシェル要素モデルによる解析を行い、部材セグメントの荷重が最大荷重の95%まで低下した点（95%耐力点）を終局状態とした場合の破壊ひずみ（ ϵ_d ）として提案されている。このように定義した理由は、動的荷重の場合は、死荷重と異なり、荷重－変位曲線のピークが必ずしも構造物の限界状態ではないこと、5%の間で変形が大きく伸び経済的な設計が可能になること、等の理由による。無補剛および補剛箱形断面に対する破壊ひずみ算定式は式(1)、(2)のようである。

ただし、95%耐力点に対する変形については、累積塑性ひずみなどの影響により、両載荷パターンの結果は多

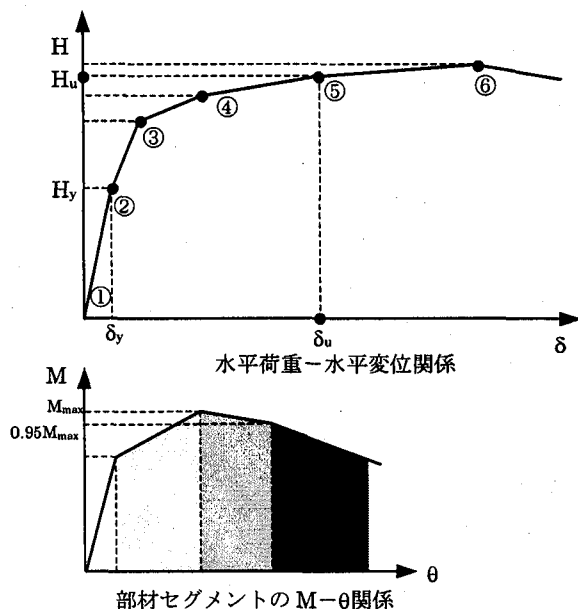
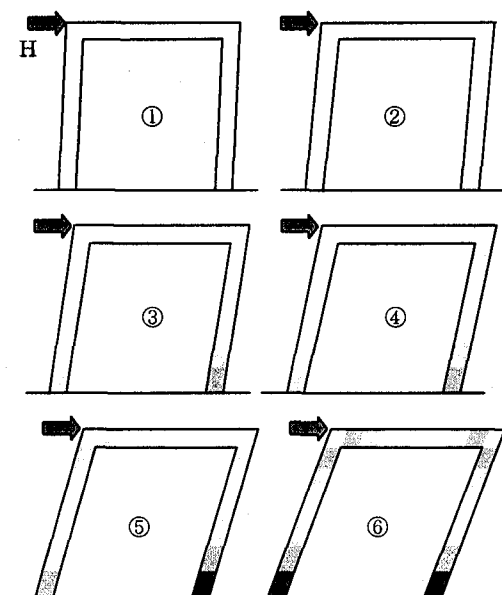


図2 ラーメン橋脚の損傷イベントとH-δ 曲線（イメージ）

少異なることが示されている¹⁰⁾。このことを踏まえ、単柱式鋼製橋脚供試体に対する繰返し載荷実験の95%耐力点での変位と、同じ単柱式橋脚モデルを用いた単調載荷解析の95%耐力点に対応する変位を比較し、破壊ひずみ算定式の補正を行った。すなわち、式(1)、(2)は、繰返し載荷による累積ひずみの影響を考慮して、補正されたものであることを注記しておく⁹⁾。

ただし、本論文における台形ラーメン橋脚は無補剛断面としてモデル化しているため、式(1)を破壊ひずみ推定式として用いた。ここで、式中の R_f は下記式(3)に示す補剛板幅厚比パラメータ、 N/N_y は部材断面に作用する軸力比、 $\bar{\lambda}_s$ は文献8)に示される補剛材細長比パラメータ、 γ/γ^* は補剛材剛比の補剛材必要剛比に対する比率である。

無補剛箱形断面

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.108(1 - N/N_y)^{1.09}}{(R_f - 0.2)^{3.26}} + 3.58(1 - N/N_y)^{0.839} \leq 20.0 \quad (1)$$

$$(0.2 \leq R_f \leq 0.8, 0.0 \leq N/N_y \leq 0.8)$$

補剛箱形断面

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.8(1 - N/N_y)^{0.94}}{(R_f \bar{\lambda}_s^{-0.18} - 0.168)^{1.25}} + 2.78(1 - N/N_y)^{0.68} \leq 20.0 \quad (2)$$

$$(0.3 \leq R_f \leq 0.7, \gamma/\gamma^* \geq 1.0, 0.0 \leq N/N_y \leq 0.5)$$

3. 準静的繰返し載荷解析による検討

(1) 台形ラーメン橋脚構造

対象構造としては、図3に示すような外形寸法を有する台形ラーメン橋脚を採用した。本研究は、このような構造系に対する動的耐震照査法適用の初期的な検討であるので、断面形については簡単のため無補剛箱形断面と

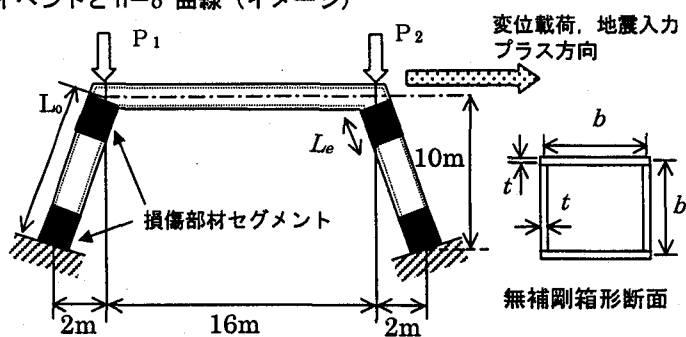


図3 台形ラーメン構造概要

し、柱部材の幅厚比パラメータを主要パラメータとして $R_f = 0.45, 0.60$ とした場合の2つの構造を考えた。ただし、本検討では、柱基部および柱上部のみの座屈変形を想定し、梁の断面は降伏するが座屈に伴う荷重低下を生じない構造として、幅厚比パラメータを $R_f = 0.20$ とし、さらに、隅角部は剛体要素としてモデル化した。図中に示す黒抜き部分は、本論文で使用した損傷部材セグメント箇所である。すべてのケースにおいて、ダイアフラム間隔とフランジ幅の比(アスペクト比)を1.0と仮定したため、有効破壊長は断面幅の0.7倍、すなわち $L_e = 0.7b$ として設定した。鉛直荷重(上部工重量： P_1, P_2)については、 $P_1 = P_2$ とした構造に対して、震度法レベルを満足する荷重として設定した。構造諸元および主要パラメータを表1に示す。

表1の断面諸元は図3中に示す各寸法に対応している。表1中の R_f は幅厚比パラメータ、 N/N_y は前記の方法にて設定した鉛直荷重を載荷した場合に生じる柱基部軸力と柱の全断面降伏軸力との比率を示す。 $\bar{\lambda}$ は無次元化細長比パラメータを示し、鉛直荷重を載荷した場合の座屈固有値解析より有効座屈長 $L_k (=KL_o)$ を設定し、それに基づいて算定したものである。 R_f および $\bar{\lambda}$ は次式により示される。

表1 台形ラーメン諸元および主要パラメータ

ケース名	柱板幅 $b(\text{mm})$	柱板厚 $t(\text{mm})$	柱幅厚比 パラメータ Rf_c	柱長 $Lo(\text{mm})$	柱細長比 パラメータ λ_c	梁板幅 $b_B(\text{mm})$	梁板厚 $t_B(\text{mm})$	梁幅厚比 パラメータ Rf_B
U60-10-10	643	22	0.60	10198	0.46	603	61.9	0.20
U60-10-12					-			
U60-10-15					-			
U60-8.5-10					-			
U60-7.0-10					-			
U45-10-10	548	25	0.45		0.56	517	56.3	0.20
U45-10-12					-			
U45-8.5-10					-			

ケース名	H_y (kN)	δ_y (mm)	N/N_y	P_2/P_1	$\varepsilon_u/\varepsilon_y$	解析種別	
						Cyclic	Dynamic
U60-10-10	1490.0	75.1	0.120	1.0	5.08	○	○
U60-10-12	-	-	0.122(0.141)	1.2	5.07(4.97)	-	○
U60-10-15	-	-	0.124(0.172)	1.5	5.06(4.80)	○	○
U60-8.5-10	-	-	0.092(0.110)	1.18	5.23(5.13)	○	○
U60-7.0-10	-	-	0.082(0.111)	1.43	5.29(5.13)	○	○
U45-10-10	1229.9	95.1	0.123	1.0	11.8	○	○
U45-10-12	-	-	0.124(0.144)	1.2	11.78(11.51)	-	○
U45-8.5-10	-	-	0.095(0.115)	1.18	12.18(11.91)	○	○

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (4)$$

ここで、 b ：断面幅、 t ：板厚、 σ_y ：鋼材降伏応力(本論文では314MPaと設定)、 E ：ヤング係数(206GPa)、 ν ：ポアソン比(0.3)、 L_k ：部材座屈長、 r ：断面2次半径を表す。

表1中の H_y 、 δ_y は降伏水平荷重、降伏変位を示し、鉛直荷重($P_f=P$)および水平荷重を載荷した場合に、柱基部ではじめに降伏に達する際の水平荷重、水平変位として算定したものである。また、後述の偏心載荷モデルにおいても、比較のため、この値をデータ整理の基準となる降伏水平荷重、降伏変位として用いた。

表1中の P_2/P_1 は、図3中の鉛直荷重 P_2 の P_1 に対する比率(左右の鉛直荷重比)を示すものであり、例えば1.5とした場合には、 $P_1:P_2$ が1.0:1.5となっていることを示す。これは、構造に対する偏心載荷状態を仮定したケースである。 $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ は、表中の N/N_y に対応した軸力が作用する場合の損傷部材セグメントの破壊ひずみ

(式(1))を示す。ただし、解析においては水平荷重の変化に伴い、柱部に作用する軸力は変動するため、解析結果の整理では、破壊ひずみは逐次変動した値を用いている点に注意されたい。

さらに表中の解析種別は、各解析モデルに対して繰返し載荷解析(Cyclic)あるいは地震応答解析(Dynamic)を実施したことを示す。

(2) 解析条件

解析は、構造解析汎用プログラムABAQUS¹⁴⁾を用いた弾塑性有限変位解析により実施した。解析では一定

鉛直荷重を与えた状態で水平方向に繰返し変位履歴を与えた。載荷履歴は、制御変位を降伏変位 δ_y とし、1回繰返し漸増載荷解析を行った。後述の解析結果におけるプラス側の変位は、図3中のハッチングした矢印の方向に対応している。

解析モデルとしては、提案手法におけるはり要素を用いた”はりモデル”、および損傷部材セグメント箇所をシェル要素でモデル化した”シェルモデル”の2つを用いた。解析モデル図を図4に示す。図4中のはりモデルの損傷部材セグメント箇所に示すA、Bの記号は、以降の解析結果の説明で使用するはりモデルの圧縮/引張を受けるフランジの位置を示す。

はりモデルの要素としてはせん断変形を考慮したTimoshenkoはり理論に基づいた要素を用い、複合非線形性を考慮した。シェルモデルは、横せん断変形も考慮可能なシェル要素(S4R)を用い、構造の対称性を考慮して半断面としてモデル化した。また、構成則としては名古屋大学で開発された1軸応力状態に対する修正2曲面モデル¹⁵⁾を用いた。解析では、シェルモデルにおける繰返し載荷解析、はりモデルにおける繰返し載荷解析、および参考までに単調載荷解析(Pushover解析)を実施し、比較、検討を行った。

(3) 解析結果

解析結果の内、シェルモデルの繰返し載荷解析の荷重-変位関係の比較を図5に示す。図5の荷重、変位は、それぞれ表1中の降伏水平荷重 H_y 、降伏水平変位 δ_y で無次元化した値となっている。図5には、シェルモデルにおける95%耐力点(●印)、はりモデルにおける繰返し載荷解析の終局点(▲印)も併せて示す。また、表2に終局変位の比較、およびシェルモデルの最大荷重時の変

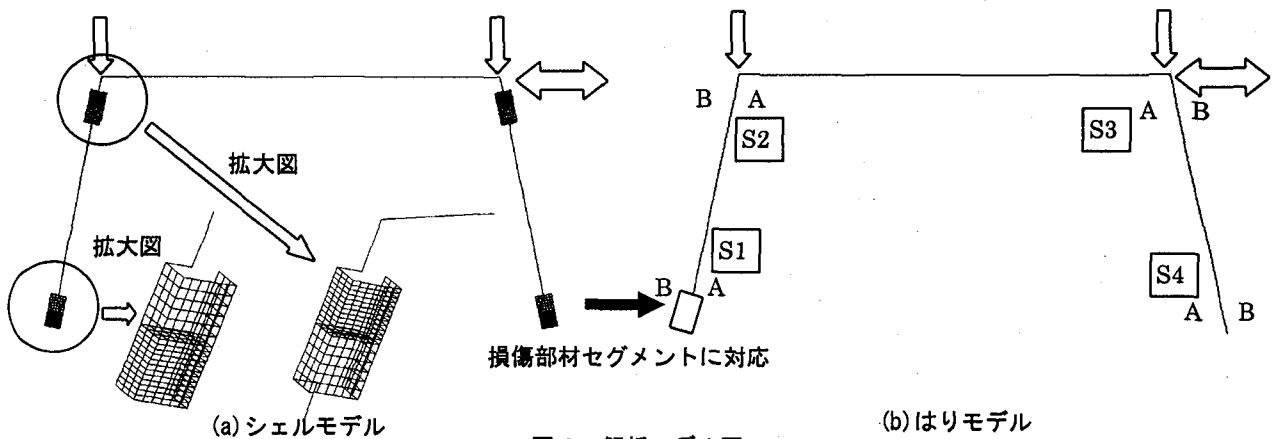


図4 解析モデル図

位を示す。

図6には、例としてU60-10-10のはりモデルの4つの損傷部材セグメントにおける平均軸ひずみ履歴図を示す。

図6は、縦軸に発生ひずみ ε_a /降伏ひずみ ε_y 、破壊ひずみ ε_u /降伏ひずみ ε_y を示し、破壊ひずみ履歴（一点鎖線）と平均軸ひずみ履歴（A側フランジ：実線、B側：破線）がはじめて交差した点を終局点と見なす。ただし、ひずみは圧縮ひずみをプラス、引張ひずみをマイナスとして示しているので注意されたい。また、破壊ひずみは式(1)により算定された値である。また、

各ひずみ履歴上の△印が、4箇所の各損傷部材セグメントで破壊ひずみに達した点を示しており、U60-10-10の場合、4つの部材セグメントの内、S4セグメントで最も早期に破壊ひずみに達しており、これに対応した変位が終局変位となる。

上記の考え方で求めた終局変位について、図5、表2より、シェルモデルの95%耐力点における変位と、はりモデルの繰返し載荷解析での想定した終局変位を比較すると、U60-10-10の結果では、シェルモデルの95%耐力点の変位が $3.37\delta_y$ 、はりモデルの繰返し解析は $1.93\delta_y$ となり、表中の③/①の比率より、提案手法に基づく繰返し載荷では40%程度小さい値となっていることがわかる。U60-10-15、U60-8.5-10およびU60-7.0-10についても同様の傾向が見られ、40~45%程度安全側の評価となった。また、U45-10-10、U45-8.5-10の結果についても20~40%程度、安全側の評価となっており、2章に示したように、提案手法による終局点の評価は、実構造物を想定したシェルモデルの終局変位より安全側となった。

また、鉛直荷重の非対称性の影響に関して、U60シリーズの結果では差異が少なく、若干、鉛直荷重の変化によって終局変位が小さくなっている程度であり、この影響は顕著ではないものと考えられる。さらに、U60シリーズについて、はりモデルを用いた繰返し載荷と単調載

表2 終局点の比較（静的解析）

		①シェルモデル 繰返し載荷	②はりモデル 単調載荷	③はりモデル 繰返し載荷	③/①	余裕度 ①/③
終局変位 δ_u/δ_y	U60-10-10	3.37	1.92	1.93	0.57	1.75
	U60-10-15	3.14	1.80	1.80	0.57	1.74
	U60-8.5-10	3.31	1.92	1.89	0.57	1.75
	U60-7.0-10	3.36	1.92	1.85	0.55	1.82
	U45-10-10	4.76	2.90	3.75	0.79	1.27
	U45-8.5-10	4.83	2.95	2.95	0.61	1.64
最大荷重時 の変位 δ_m/δ_y	U60-10-10	2.40	-	-	0.80	1.24 ^{*1)}
	U60-10-15	2.20	-	-	0.82	1.22
	U60-8.5-10	2.40	-	-	0.79	1.27
	U60-7.0-10	2.39	-	-	0.77	1.29
	U45-10-10	4.00	-	-	0.94	1.07
	U45-8.5-10	4.01	-	-	0.73	1.36

*1)比率は、シェルモデルの最大荷重時の変位/はりモデルの終局変位を示す。

荷解析結果を比較するとほとんど変化がみられないが、これは、終局変位が $2\delta_y$ 以下となっており、ほとんど繰返しの影響を受けていないことが原因である。

また、U45-10-10とU45-8.5-10については、繰返し載荷解析の結果がそれぞれ $2.90\delta_y$ 、 $3.75\delta_y$ と差が生じている。これはU60シリーズに比べて終局変位が大きく、かつ台形ラーメン橋脚構造が複数の損傷部材セグメントを有する構造であるため、各損傷部材セグメントでの塑性履歴において、両モデルの塑性化の度合いが異なってくるなどが原因と考えられる。U45-10-10の③と①の結果についても同様の原因によるものと考えられる。

次に、一つの検討として、表2に示すシェルモデルの繰返し載荷解析での最大荷重点に対応する変位 δ_m に着目してみる。最大荷重時の変位と、それぞれのはりモデルの提案手法による終局変位を比較すると、はりモデルの結果が6~25%程度小さく、最大荷重と比較した場合でも安全側の評価となっていることがわかる。

以上の結果を踏まえ、検討範囲において、提案手法による評価が、実構造（本研究ではシェルモデルの結果に対応）の終局状態に対して有する余裕度(表2中の①/③)を検討すると、提案手法による推定終局変位のシェルモデル95%耐力点に対する余裕度は1.3~1.8程度と評価できる。また、シェルモデルの最大荷重時の変位に対する提案手法の終局変位の余裕度は1.1~1.3程度と評価

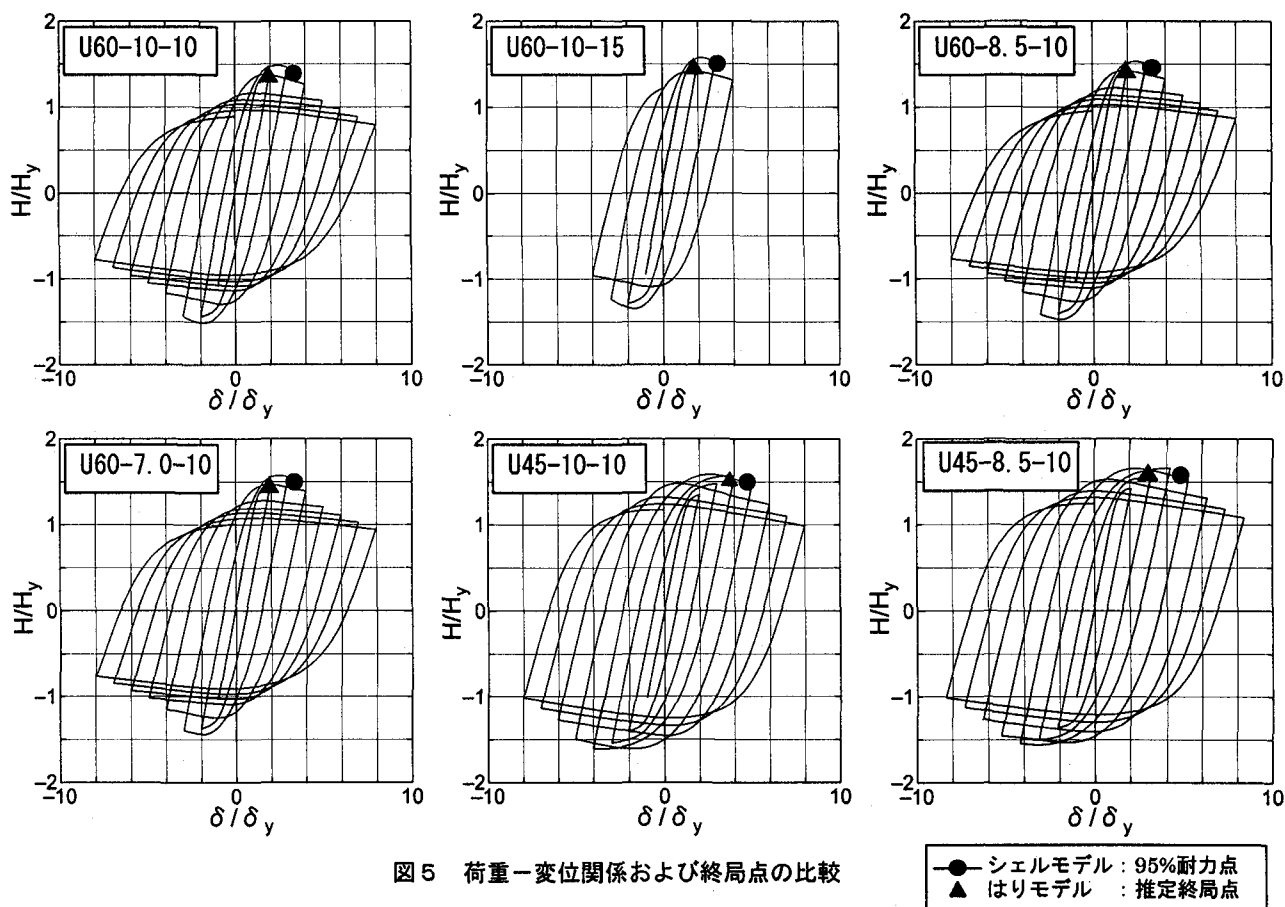


図5 荷重-変位関係および終局点の比較

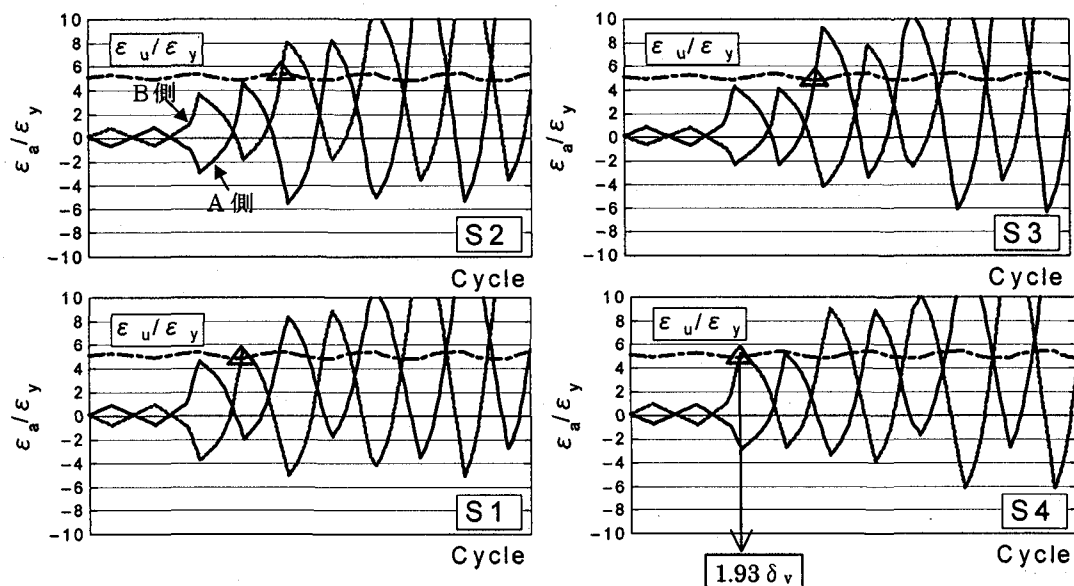


図6 損傷部材セグメントのひずみ履歴 (U60-10-10 はりモデル: 繰返し載荷解析)

できる。よって、不静定構造物に対する終局変位の推定法として提案手法を適用する場合、検討した形式のラーメン構造については、上記のような余裕度を有する評価となることがわかった。

4. 地震応答解析による検討

(1) 対象構造

次に、表1に示したモデルのすべてに対して、動的地

震応答解析を行い、動的地震応答時における提案照査法の推定精度に関する検討を行った。主要なパラメータ等は表1に示す通りである。また、質量は表1の $P_1=P_2$ ($M=200\text{ton}$)を基準とし、表1に示す比率で P_2 の質量を設定した。ただし、U45-8.5-10などの場合には、 P_1 の方が P_2 より小さいケースとなっている。

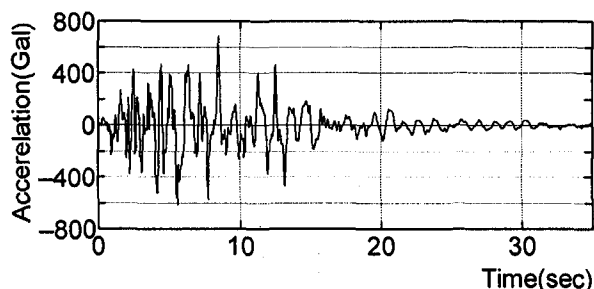


図7 入力地震加速度波形
(JR 警報地震計鷹取駅修正地震波形：Ⅱ-Ⅱ-1)

(2) 解析条件

解析は、静的解析と同様に ABAQUS を用い、時刻歴応答解析に用いる数値解法としては Newmark β 法を基にした Hilber-Hughes-Taylor 法を使用した。減衰定数は 0.05 とし、質量比例型減衰を仮定した。解析では、複合非線形を考慮した。また、構成則としては前記の静的解析と同様に修正 2 曲面モデルを用いた。地震入力としては、兵庫県南部地震で観測された JR 警報地震計鷹取駅観測地震波形の修正地震波（道路橋示方書Ⅱ-Ⅱ-1¹²⁾）を用いた。加速度波形を図 7 に示す。ただし、ここではシェルモデルによる解析で、想定する終局状態である 95%耐力点まで、故意に局部座屈に伴う荷重低下を発生させる必要があるため、破壊ひずみが大きい、すなわち幅厚比パラメータが小さく座屈が生じにくい U45 シリーズに対しては、原波形で 95%耐力点に至らなかったため、最大加速度を 2.0 倍した地震波形を用いることとした。

動的解析に関する比較・検討のためには、本来は、提案手法に基づくはりモデルを用いた動的時刻歴応答解析を、同諸元の実験結果、あるいは局部座屈の影響を考慮したシェルモデルによる動的時刻歴応答解析結果と比較する必要がある。しかし、シェルモデルを用いた時刻歴応答解析は、簡易な構成則を用いた場合¹⁵⁾であれば可能であると考えられるが、精緻な構成則(修正 2 曲面モデルなど)を用いた動解では、収れん性などの点で解が収束しない可能性が指摘されている¹⁶⁾。これらを踏まえ、本検討においては、図 8 に示すように、まず、はりモデルを用いた動的解析を実施し、頂部の変位時刻歴を求めておき、次に、その変位時刻歴波形をシェルモデルの頂部に強制変位として与えて、静的な釣合い条件より荷重と変形の関係を算定した。この場合、局部座屈の発生に伴い剛性劣化が生じると、実際の時刻歴応答とは異なった応答になる。しかし、ここでの着目範囲としては、時刻歴応答において構造物の荷重が最大荷重の 95%まで低下した点までとしていることから、上記方法にても概ね対応のとれる結果が得られるものと判断した。ここでは、この解析を擬似動的解析と称する。

また、この方法では頂部変位で制御するため、1 次モードが卓越した構造である必要がある。例として、U60-

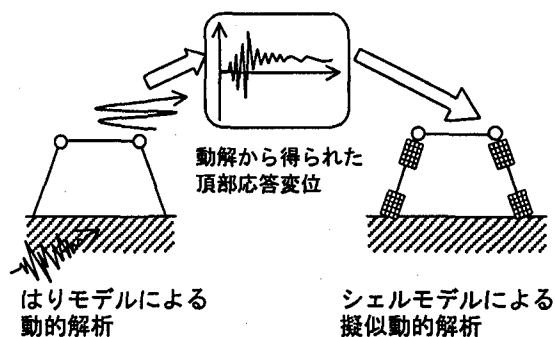


図8 本解析手法概念図(擬似動解)

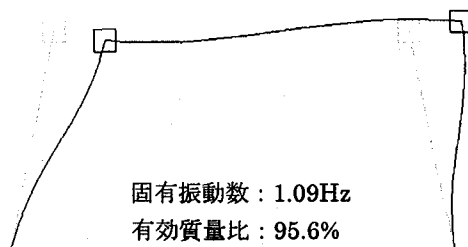


図9 固有振動モード(1次モード)

10-10 に対する固有値解析結果の内、1 次のモード図を図 9 に示す。図中には、固有振動数および 1 次モードの有効質量比(モードの有効質量/全質量)も併記するが、有効質量比は 95%以上となっており、対象とする台形ラーメン構造は 1 次モードが卓越する構造であると見なされる¹⁾。

(3) 解析結果

(a) 鉛直荷重比 P_2/P_1 による応答性状の違い

ここでは着目パラメータとして、表 1 の鉛直荷重比 (P_2/P_1) の違いによる応答性状変化に関して考察を行う。

解析結果の内、図 10 に各解析ケースに対するはりモデル(破線)、シェルモデル(実線)の水平荷重-頂部水平変位関係、頂部変位時刻歴波形の比較を示す。ただし、前記のようにシェルモデルの擬似動的解析については頂部水平変位を強制変位として与えているため、波形は一致したものとなっている。図中の各軸は同一の降伏荷重 H_y 、降伏変位 δ_y で無次元化したものとなっている。また、結果におけるプラス側の変位は、図 3 中のハッチングした矢印の方向に対応している。

図中の U60-10-10 の頂部変位波形を見ると、地震入力方向のプラス側に最大応答変位が生じ、残留変位もプラス側に生じる。JR 警報地震計鷹取駅観測地震波形に対する特徴的な応答性状を示している。これに対し、U60-10-12、U60-10-15 の 2 ケースの頂部変位波形を見ると、鉛直荷重比の増加に伴い、プラス側変位の最大値が低減し、残留変位がマイナス側に移行している傾向が見られる。これは、図 3 に示す P_2 鉛直荷重の増加によって初期の鉛直荷重載荷時に、偏心載荷によるアンバランスが生じて、マイナス側に傾くような変形状態となっていることが原因である。そのため、地震応答における振動

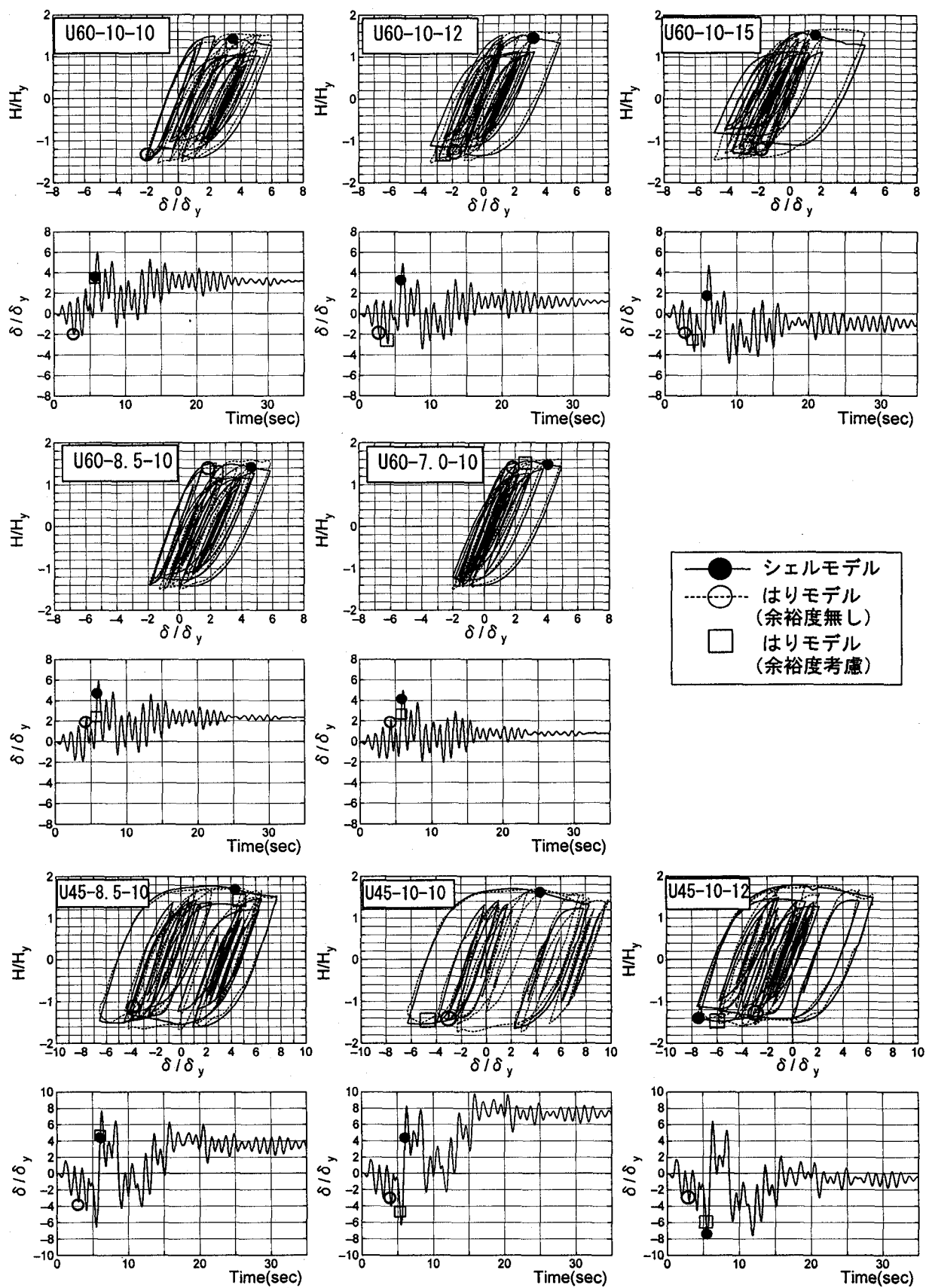
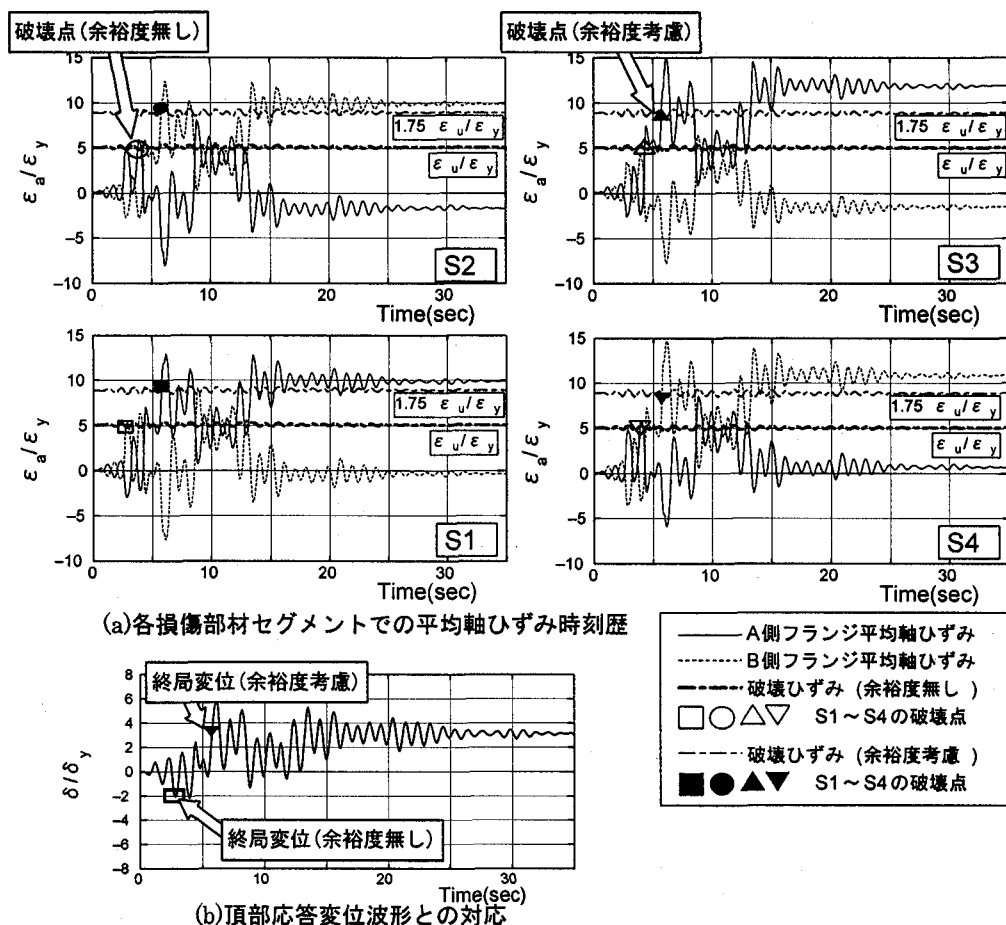


図 10 地震応答解析結果の比較

中心がマイナス側に移動している。この傾向は、
U45-10-10, U45-10-12 の結果についても同様である。



(b) 提案手法の終局状態評価精度の検討

解析結果の内、図 10 には前述のように、各解析ケースに対するはりモデル (破線)、シェルモデル (実線) の水平荷重-頂部水平変位関係、頂部変位時刻歴波形の比較を示す。また、同図中には、提案手法による破壊ひずみに基づいた終局点 (○印)、およびシェルモデルの解析より得られた 95%耐力点 (●印) を併せて示す。解析結果の比較より、すべての解析ケースにおいて、提案手法による終局変位は 2~5 秒付近で生じている。一方、シェルモデルによる 95%耐力点は U45-10-12 を除くすべてで 6 秒付近の変位がプラス側に増大する箇所が生じる結果となった。このように、提案手法とシェルモデルでの結果は、異なった位置で終局点に達しているが、動的応答解析結果については、地震波の特性などに依存する特徴的な応答を示すため、絶対的な変位を終局変位と見なすのは危険な場合もあり、両者の終局変位は直接比較ができない。

そこで、3 章に示す終局変位に対する余裕度を考慮した結果整理を行い、提案手法の終局状態の評価精度に関する検討を行う。3 章の評価では 1.3~1.8 と各モデルに対してばらつきを有していた。ここでは、はりモデルの終局変位 (提案手法においては破壊ひずみ) に対して各モデルに対する余裕度を考慮する。ただし、3 章の準静的解析を実施していないモデルもあるため、U45-10-12 に

ついては U45-10-10 に対する値 1.64 を、U60-10-12 については、U60-10-10、U60-10-15 の 1.75、1.74 の平均値として 1.745 を用いるものとする。つまり、これらの値を破壊ひずみに乗じた形で照査を実施する。

図 10 中には、この評価法に対する終局状態を□印で併記してある。この比較より、余裕度を考慮していない場合は、提案手法による終局状態はかなり早期に生ずる結果となっていたが、余裕度を考慮することで、U60-10-10、U60-8.5-10、U60-7.0-10、U45-8.5-10、U45-10-12 に関しては、シェルモデルにおける 95%耐力点と概ね対応がとれる結果となっていることがわかる。このことより、動的解析においても、シェルモデルの結果に対する提案手法の終局状態の余裕度は 1.3~1.8 程度であると言えよう。しかし、U60-10-12、U60-10-15、U45-10-10 に関しては余裕度を考慮した場合でも、提案手法の方が時刻歴上で早期に終局状態に達する結果となっており、これらの影響がほとんど見られなかった。

また、図 11 には、平均軸ひずみ時刻歴からの終局点推定の一例として、U60-10-10 の各損傷部材セグメントの平均軸ひずみ時刻歴、および頂部変位波形の対応図を示す。平均軸ひずみ時刻歴波形は、縦軸を降伏ひずみ ϵ_y で無次元化した値としている。図中には、式(1)によって逐次算定した破壊ひずみ時刻歴、および余裕度を考慮した破壊ひずみ時刻歴 ($1.75 \epsilon_u / \epsilon_y$) を併記している。平均

軸ひずみ時刻歴中の各記号(□, ○, △, ▽の白抜きおよび黒抜き記号)は, S1~S4の各部材セグメントに発生した平均軸ひずみ時刻歴における破壊点を示しており, 頂部変位時刻歴には, 各セグメントで最も早期に破壊ひずみに達した点に対応する終局変位を示している。ただし, 時刻歴応答においては多くの繰返し載荷挙動を生ずるが, 破壊ひずみを瞬間的に超え, 直後に破壊ひずみ以下に低下するケースも想定される。しかし, このような状態を破壊点と見なすのは安全側過ぎると考えられるため, 本論文においては, 発生する平均軸ひずみに対応する時間における破壊ひずみの1.05倍以上, すなわち5%を超過した場合に終局に達したと判定する方法を採用した点を注記しておく。

以上の結果より, 動的解析結果の比較においても, 提案手法は, 台形ラーメン構造全体としての終局状態に対する評価法としては安全側となる。しかし, その余裕度としては, 準静的解析結果と同程度の1.3~1.8程度であることがわかった。

5. まとめ

本論文では, 不静定構造物の一例として台形型鋼製ラーメン橋脚を採用し, 地震応答時刻歴上での損傷部材セグメントの発生ひずみと破壊ひずみとの比較により, 構造物の終局状態を照査する動的耐震照査法の推定精度に関して検討を行った。ただし, 提案手法を用いた不静定構造物の終局状態の推定は安全側となることが明確である。検討では, 提案手法に基づくはりモデルと詳細なシェルモデルを用いた準静的繰返し載荷解析, 地震応答解析を行い, 両者による終局状態推定値の比較を行った。結果をまとめると次のようである。

- (1) 準静的繰返し載荷解析結果の比較より, 提案手法における推定終局変位のシェルモデル 95%耐力点に対する余裕度は1.3~1.8程度と評価できる。また, シェルモデルの最大荷重時の変位に対する推定終局変位の余裕度は1.1~1.3程度であった。
- (2) 動的時刻歴応答解析結果の比較に関して, すべてのケースにおいて, 提案手法の方が時刻歴上で早期に終局状態に達する結果となった。
- (3) 動的応答解析結果より得られる終局変位を用いた直接的な比較は困難であるため, 提案手法に上記(1)で示した余裕度を考慮した破壊ひずみを用いて照査を行った結果, 検討例においては, シェルモデルの終局状態に概ね対応する結果が得られた。
- (4) これらの結果を踏まえ, 本論文で対象とした構造に対して提案手法を適用した場合, 静的荷重だけでなく動的荷重に対しても, 同程度(1.3~1.8程度)の余裕度を有する評価となる。

参考文献

- 1) 宇佐美勉, 織田博孝: 鋼構造物の耐震解析法および耐震照査法に関する研究展望, 土木学会論文集 No.668/I-54, pp.1-16, 2001.1.
- 2) 土木学会鋼構造委員会, 日本鋼構造協会: 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化, 2000.
- 3) 川島一彦: 橋梁の耐震設計と性能クライテリア, 第10回日本地震工学シンポジウムパネルディスカッション資料集, pp.159-162, 1998.11.
- 4) Duan, L. and Li, F.: Seismic design Philosophies and Performance-Based Design Criteria, in Bridge Engineering Handbook, edited by Chen, W.F. and Duan, L., CRC Press.
- 5) 鈴木森晶, 宇佐美勉: 繰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, 1995.7.
- 6) 森下邦宏, 阪野崇人, 宇佐美勉: 鋼製橋脚を対象とした動的耐震照査法の適用の妥当性, 第26回地震工学研究発表会講演論文集, pp.1221-1224, 2001.8.
- 7) 森下邦宏, 宇佐美勉, 阪野崇人, 葛西昭: 鋼製橋脚の動的耐震照査法に関する検討, 土木学会論文集に掲載予定.
- 8) 宇佐美勉, 鈴木森晶, Iraj H.P. Mamaghani, 葛漢彬: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案, 土木学会論文集 No.525/I-33, pp.69-82, 1995.10.
- 9) 鄭沂, 葛漢彬, 宇佐美勉: 鋼構造物の強度と変形能の統一の評価法, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.25-32, 2000.1.
- 10) 鈴木森明晶, 宇佐美勉, 竹本潔史: 鋼製橋脚モデルの静的及び準静的挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp.99-108, 1995.1.
- 11) 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.
- 12) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3.
- 13) 葛漢彬, 宇佐美勉: コンクリートを部分的に充填した鋼製箱形断面柱の終局強度と変形能に関する解析的研究, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.77-88, 1995.4.
- 14) Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.: ABAQUS User's Manual, Version 5.8, Vol.I~III, 1998.
- 15) 中村秀治: 鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析, 土木学会論文集 No.549/I-37, pp.205-219, 1996.10.
- 16) 後藤芳顕, 山口栄輝, 濱崎義弘, 磯江 暁, 野中哲也, 林 正孝: 鋼製円形変断面橋脚の耐震性評価に関する解析的研究, 構造工学論文集 Vol.45A, pp.197-205, 1999.3.

(2001年9月14日受付)