

鋼製橋脚を対象とした 動的耐震照査法の適用の妥当性

森下邦宏¹・阪野崇人²・宇佐美勉³

¹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 (〒733-8642 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)

²正会員 工修 瀧上工業株式会社 (〒454-0049 名古屋市中川区清川町 2-1)

³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 名古屋市中区千種区不老町)

本論文は、コンクリート無充填の鋼構造物に対し、危険部材セグメントのひずみで構造物の終局状態を照査する動的耐震照査法を提案し、その妥当性を検証することを目的としたものである。鋼構造物の終局状態を精緻に算定するためには、弾塑性有限変位解析などを行う必要があるが、本提案手法によれば、はり要素を用いた簡易動的解析によって鋼構造物の終局判定を行うことができる。本論では、単柱式鋼製橋脚に対する地震動を想定した準静的繰返し載荷実験と解析結果の比較を行い、提案手法の妥当性を検討した。更に、地震時の動的挙動に対する適用性を検討するため、はり要素を用いた簡易モデルとシェル要素を用いた詳細モデルに対して地震応答解析を行い、本動的耐震照査法の妥当性を確認した。

Key Words : dynamic seismic performance check , ultimate strain , seismic response analysis , steel bridge pier

1. 緒言

現在、橋梁の設計手法に関しては、従来の地震時保有水平耐力照査法から性能照査型に移行しつつある。この性能を照査するための指標としては、変位、ひずみなど種々のものが提案されているが、基準値の設定およびその照査の妥当性などに関しては未だ不明確な状態である。

著者らは、これまでに、性能評価指標の一つとして、鋼構造物の箱形断面、円形断面を有する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¹⁾。また、この評価指標である破壊ひずみを基に、構造物の危険部材セグメント(損傷が集中すると考えられるセグメント)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動的解析に基づく方法として提案している²⁾。ただし、文献²⁾では詳細は述べておらず、手法の妥当性を検討するには至っていない。

本論文では、この動的耐震照査法の妥当性を検証することを目的とし、コンクリート無充填鋼製橋脚を対象に、地震時の繰返し挙動を想定した繰返し載荷実験結果との比較、および地震応答解析時に対する本照査法の適用を通して、本照査法の妥当性の検討を行った結果を報告する。

2. 動的耐震照査法の概要

動的耐震照査法とは、地震時などの繰返し履歴を受ける構造物の危険部材セグメント(地震時に損傷が集中すると考えられるセグメントで、有効破壊長と称する長

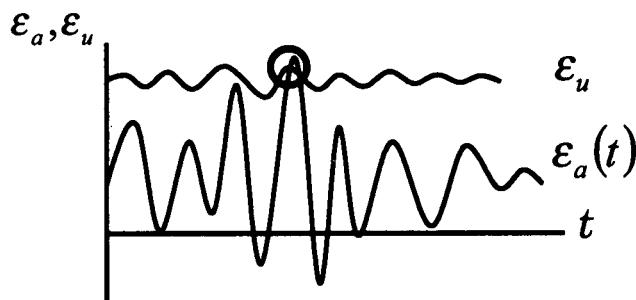


図1 動的解析に対する照査法の概念図

さ L_e の部材セグメント)における断面フランジ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 と危険部材セグメント毎に算定される破壊ひずみ ϵ_u の比較により、時刻歴上で耐震性能照査を行う方法である。すなわち発生圧縮ひずみが破壊ひずみに達した時点で終局状態に達したものと見なす方法である。照査法の概念図を図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なる。破壊ひずみの詳細に関しては文献¹⁾を参照されたい。

本提案手法は、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。また、構造物全体系の耐震限界条件として、最も危険な部材セグメントが過度の局部座屈、塑性ヒンジなどにより変形能を失った時(発生軸ひずみが破壊ひずみに達した時)に構造物は終局状態に達すると仮定する。構造物内に複数の危険セグメントが想定される場合は、その内の1箇所がこの仮定に達した時点で、構造物全体として終局状態に達したものと見なす。判定基準となる軸ひずみは、

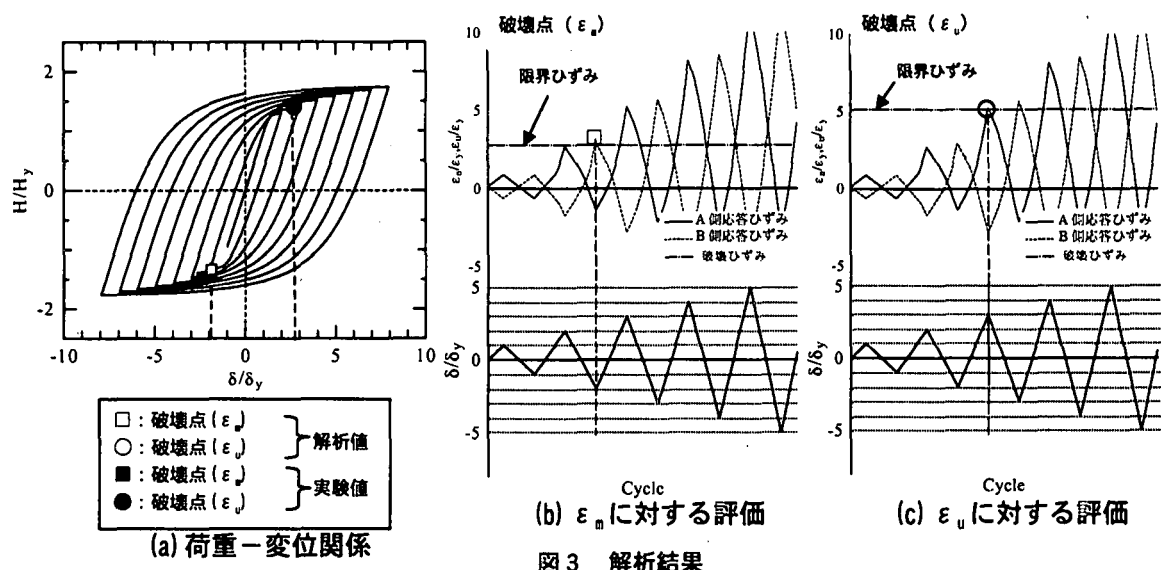


表1 対象構造主要パラメータ

供試体名	有効長 ($l=2a$) (cm)	細長比 パラメータ λ	補剛材 細長比 パラメータ λ_s	補剛比 パラメータ Rf	リブ剛度 γ/γ_0	軸力比 N/N _{lim}	$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$	$\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_y}$
No.2	680.6	0.261	0.634	0.564	0.91	0.125	5.15	2.80
No.3	680.6	0.26	0.476	0.278	0.37	0.107	20.8	7.18
No.18	684.6	0.264	0.638	0.567	0.91	0.187	4.77	2.79
No.20	684.6	0.272	0.633	0.585	0.91	0.125	4.98	2.74
T1	684.6	0.349	0.603	0.503	1.02	0.121	5.86	3.06
M18	808.6	0.298	0.216	0.44	4.35	0.133	9.13	4.08
M20	684.6	0.256	0.349	0.33	0.91	0.133	14.2	5.44
M21	684.6	0.255	0.36	0.49	2.12	0.133	6.69	3.36
M22	684.6	0.259	0.264	0.33	1.83	0.133	16.4	6.03
KD-1	660.6	0.250	0.444	0.447	1.01	0.127	7.26	3.52
KD-2	660.6	0.255	0.264	0.45	3.00	0.109	8.26	3.78
KD-3	680.6	0.30	0.278	0.458	3.05	0.118	8.01	3.73
KD-5	660.6	0.296	0.273	0.452	3.05	0.166	7.84	3.79
KD-6	660.6	0.392	0.278	0.458	3.07	0.109	8.08	3.73
KD-7-1	660.6	0.423	0.239	0.408	3.21	0.094	10.6	4.37
KD-10	660.6	0.295	0.18	0.355	4.12	0.148	15.94	5.97
B1	684.6	0.277	0.553	0.59	1.47	0.113	5.10	2.77

設定した有効破壊長区間における平均圧縮ひずみ ε_a であり、部材セグメントの断面における圧縮部最外縁の肉厚中央面のひずみ ε (箱形断面の場合はフランジ肉厚中央面のひずみ) より求めた。

3. 準静的繰返し載荷における検証

(1) 対象構造

照査法の検証を行うための対象構造としては、国土交通省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社等において実施された、単柱式鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験モデル17体³⁾を用いた。これらの供試体は、すべてコンクリート無充填、標準的な縦補剛材配置の構造となっている。その供試体の主要パラメータを表1に示す。表中の各パラメータ算定式¹⁾に関してはここでは割愛する。また、供試体概念図を図2に示す。

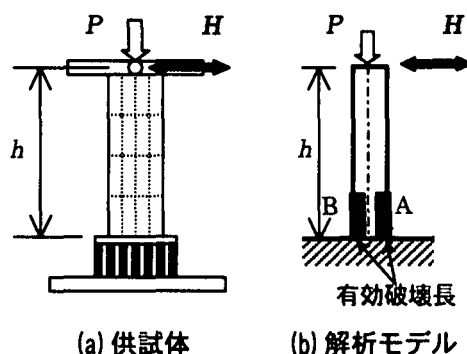


図2 供試体概念図

(2) 解析条件

解析は、構造解析用汎用プログラムABAQUS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。載荷履歴は上記実験に則したものととして実験における変位履歴をそのまま解析モデルに与える方法とした。

解析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、P- Δ 効果を考慮した。また、構成則としては名古屋大学で開発された修正2曲面モデル⁴⁾を用いた。

(3) 解析結果

解析結果の一例として、供試体 No.2 の荷重-変位関係、軸ひずみ履歴および載荷変位履歴図を図3に示す。図3(a)の荷重-変位関係は、それぞれ降伏水平荷重 H_y 、降伏水平変位 δ_y で無次元化した図となっており、例えば、No.2においては $H_y=1040\text{kN}$ 、 $\delta_y=16\text{mm}$ である。同図中には実験値も併せて示す。図3(b)、(c)の軸ひずみ履歴図は、横軸に繰返し回数、縦軸は発生ひずみ ε_a / 降伏ひずみ ε_y 、破壊ひずみ ε_u / 降伏ひずみ ε_y を示すが、ひずみは圧縮ひずみを+、引張ひずみを-として示しているのに注意されたい。また、破壊ひずみについては部材セグメントの最大荷重時を終局とした場合の破壊

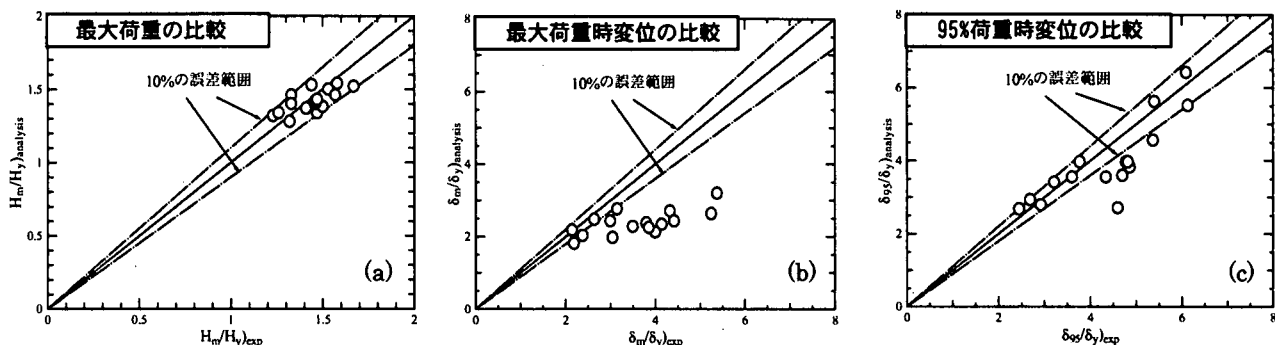


図4 実験値と解析値の比較

ひずみ (ε_y), および荷重が最大荷重の95%まで低下した時点を終局状態とした場合の破壊ひずみ (ε_u) の2種類が提案されているので, その両者に対する評価をそれぞれ (b), (c) に示す. さらに, 図3中に示す記号 A, B と図2(b)の記号は対応しており, A 側が初期に圧縮力を受けるフランジを示している.

図3の結果より, 最大荷重を終局と見なした場合(□印), フランジのB側で早期に破壊ひずみに達しており, この点における変形 $\delta/\delta_y = 1.90$ が終局変形量と評価される. 同様に, 最大荷重の95%まで低下した時点を終局とした場合は(○印), フランジのA側で早期に破壊ひずみに達しており, この点における変形 $\delta/\delta_y = 2.70$ が終局変形量と評価される. また, 供試体 No.2 における実験結果と解析結果の評価の比較は, 図3(a)より概ね対応がとれる結果となっていることがわかる.

図4に, 上記の評価法に従って求めた全供試体の比較結果を示す. 図4(a)~(c)は, それぞれ最大荷重 H_m の比較, 最大荷重を終局と見なした場合の対応する変位 δ_m の比較, 最大荷重の95%まで低下した点を終局と見なした場合の対応する変位 δ_{95} の比較を示す. 横軸は実験値, 縦軸は解析値を示す. これらの比較より, 最大荷重 H_m に関しては, 誤差 $\pm 10\%$ 範囲内におさまる結果となっている. 終局変形量に関して, δ_m では解析値の方が最大で50%程度安全側の評価をする結果を得たが, δ_{95} ではほとんどの供試体で誤差10%程度の範囲内におさまる結果となった. ただし, 誤差が大きく生じる場合でも安全側の評価となっている.

これらの結果を踏まえると, 最大で50%程度の誤差を生じる場合もあるが, 概ね解析結果は実験結果に対して安全側の評価となった. また, 終局状態を最大荷重の95%まで低下した点として想定することで, より精度良く終局状態を評価可能であることがわかった. 以上より繰返し载荷を受ける鋼製橋脚に関しては, 本照査手法の適用性は十分あるものと考えられる.

4. 動的地震応答解析における検証

(1) 対象構造

次に, 表1に示した供試体の内, 破壊ひずみに着目し,

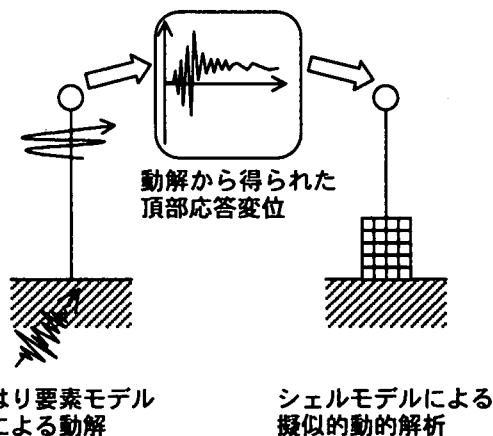


図5 本解析手法概念図

$\varepsilon_u/\varepsilon_y = 5, 8, 16$ となる No.2, KD-3, KD-10 の3体 (表中ハッチング) について, 動的地震応答時における本照査法の適用性の検討を実施した. 主要なパラメータ等は表1に示す通りである.

(2) 解析条件

解析は, 前記同様に ABAQUS を用い, 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. また, 構成則としては前記の静解と同様に修正2曲面モデルを用いた. 地震入力としては, JR 警報地震計観測地震波形 NS 成分を用いた. ただし, ここでは下記に示すシェルモデルによる解析で, 故意に局部座屈に伴う荷重低下を発生させるため, KD-3, KD-10 に対して, それぞれ最大加速度を 1.2 倍, 1.5 倍した波形を用いることとした.

動解に関する比較・検討のためには, 本来は, 提案手法に基づくはり要素モデルを用いた動的時刻歴応答解析と, 局部座屈の影響を考慮したシェル要素モデルによる動的時刻歴応答解析結果を比較する必要がある. しかし, シェル要素モデルを用いた時刻歴応答解析が, 現状, 困難なことから, 本検討においては, 図5に示すように, まず, はり要素を用いた動解を実施し, 頂部の変位時刻歴を求めておく. 次に, その変位時刻歴波形をシェル要素モデルの頂部に強制変位として与え, 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

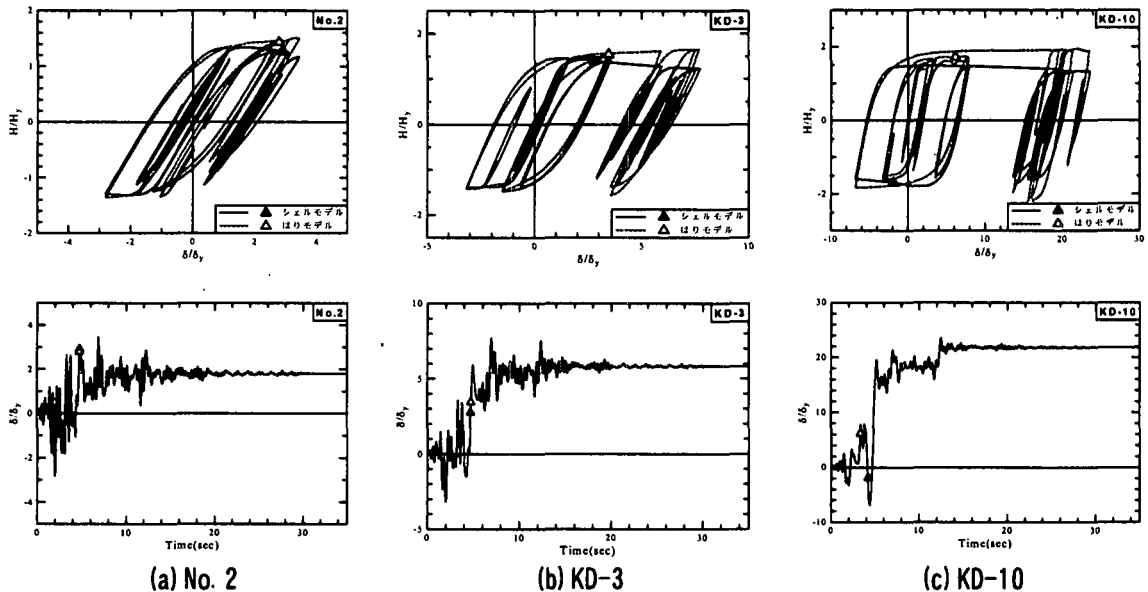


図5 動的地震応答解析結果

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可能性が高い。しかし、ここでの着目点としては、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、これを擬似動解と称する。

(3) 解析結果

解析結果の内、各対象構造に対する荷重－変位関係、および頂部変位時刻歴波形を示す。図中の各軸は降伏荷重、降伏変位で無次元化したものとなっている。ここでの終局状態の評価は、荷重が95%に低下した点に対して行っている。図中には、本照査法に準じて求めた終局変位(△印)と擬似動解で荷重が95%に低下した時点での変位(▲印)を併せて示す。

図5より、No.2, KD-3に関しては、本提案照査法による終局変位(△印)と、シェルモデルによる擬似動解結果における終局変位(▲印)を比較すると、良い推定が出来ていることがわかる。KD-3に関してはシェルモデルの解析結果が、若干早期に終局に達しているが、概ね対応はとれているものと考えられる。また、KD-10に関しては、シェルモデルにおいて初期に生じた荷重＋側での荷重低下が小さく、その後の荷重－側での荷重低下により終局に達している。本照査法の評価では、シェルモデルで初期に生じた荷重＋側での荷重低下領域で終局に達しており、図5(c)に示すような時間的なずれが生じており、かなり安全側の評価になっていることがわかる。

5. まとめ

本検討結果をまとめると次のようである。

1. 提案した動的耐震照査法は、準静的繰返し載荷実験との比較、および動的地震応答解析結果を用い

た検討より、対象とした単柱式鋼製橋脚に対しては、適用性があるものと考えられる。

2. ただし、照査の評価基準として最大荷重時に対応した破壊ひずみを使用する場合、本照査法は10～50%程度の範囲で安全側の結果を与え、最大荷重から95%に低下した点の破壊ひずみを使用する場合、概ね対応のとれた結果を示した。
3. 動的時刻歴応答に関しては、本検討例では、局部座屈に伴う荷重低下度合いに起因して、終局点に達する時間的なずれが生ずるケースが見られたが、本提案法の照査結果は安全側の結果を示した。その他のケースについては精度良く評価できる結果が得られた。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, (社)鋼材倶楽部, (社)日本橋梁建設協会, 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(総括編), 1999.
- 4) Shen, C., Mizuno, E. and Usami, T., Development of a cyclic two-surface model for Structural steels with yield plateau, NUCE Research No.9302, Department of Civil Engineering, Nagoya University, 1993.

(2001. 5. 25 受付)