

鋼構造物の動的耐震照査法に関する検討

宇佐美勉*・森下邦宏**・阪野崇人***

*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)

**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)

***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)

本論文は、動的荷重を受ける鋼構造物に対し、応答ひずみを用いて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。提案手法は、シェル要素を用いた解析に基づかず、はり要素(ファイバー要素)を用いた動的弾塑性有限変位解析によって鋼構造物の終局判定を行うことができる。まず、単柱式鋼製橋脚に対する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。次に、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する地震応答解析結果の比較を行い、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。性能設計法においては、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)に関しては、これまでの多くの実験結果および静的解析結果との比較より、概ね、その妥当性が示されている(文献 3), 4)など。また、(c)に関しては、後述する破壊ひずみの概念を用いた静的解析により"限界値"を求め、静的解析より得られる荷重-変位関係に基づき近似したバイリニアモデルによる動的解析より"応答値"を求める手法であり、その適用性については、文献 5)において検討されている。しかし、これらの方法の適用範囲としては、構造形式が単柱橋脚あるいは、ほぼ1自由度と見なせるラーメン橋脚に限定されている。更に、(a), (b)については、限界値あるいは応答値の算定にあたり実験に基づく推定式などを使用する必要がある。

一方、(d)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("危険部材セグメント"と称する)の平均軸ひずみ履歴に着目した手法である。本手法は、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、構造物が崩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、この照査法は、設定する破壊ひずみ、及び構造物の破壊メカニズムを明確にすれば、どのような構造形式に対しても適用しうる方法である。

著者らは、これまでに、上記の手法を適用する際に必要となる性能評価指標の一つとして、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いる^{6), 7)}。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、構造物の危険部材セグメントでの発生平均軸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)}。

本論文では、この(d)動的解析に基づく照査法(動的耐震照査法)の妥当性を検証することを目的とし、鋼製単柱橋脚を対象として検討を行った。まず、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を実施した。次に、シェル要素を用いた地震応答解析結果と本照査法による推定結果の比較を行い、本照査法の妥当性、適用性の検討を行った。更に、本照査法より簡便な照査法である(c)静的/動的解析併用方法の適用性に関する検討も併せて実施した。

ただし、本論文における終局状態の定義としては、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)である。参考までに、最大荷重点に対する評価も行っていることを注記しておく。

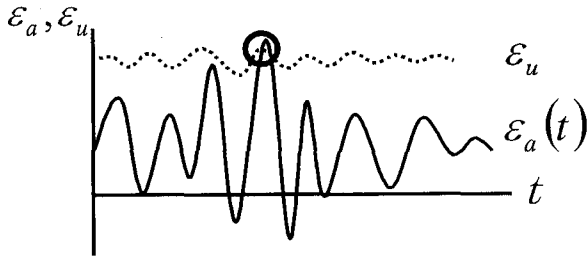


図-1 動的耐震照査法概念図

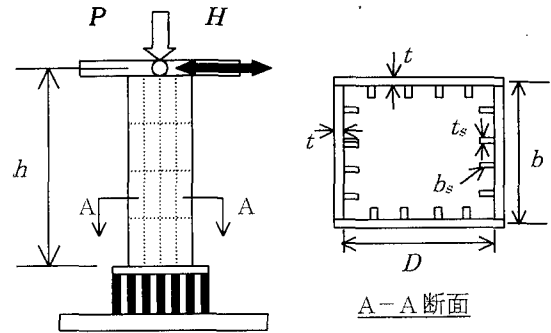


図-2 供試体概念図

2. 動的耐震照査法の概要

2.1 動的耐震照査法

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。本照査法では、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 の比較を行い、平均圧縮軸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ことを照査基準としている。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 : 補剛板幅を示す。照査法概念図を図-1に示す。図中の○印の点で部材セグメントが終局状態に達したと判定される。

なお、構造物内に複数の危険部材セグメントが想定される場合は、その内の1箇所が終局に達した時点で、構造物全体として終局状態に達したものと見なす。

また、本手法は、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。

2.2 破壊ひずみ

破壊ひずみの詳細に関しては文献 7) に示すが、補剛、無補剛箱形断面のそれぞれに対して、部材セグメントに対する単調荷重解析での荷重が最大荷重の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)、および最大荷重時を終局とした場合の破壊ひずみ (ε_m) の2種類が提案されている。ここで、ひずみを照査指標として用いているのは、対象とする鋼製箱形断面構造においては、破壊は圧縮フランジ板の局部座屈により決まる場合が多いため、ひずみを指標とすることで推定精度が良くなると考えられるからである。

補剛および無補剛箱形断面に対する破壊ひずみ算定式を式(1)~(3)に示す。ただし、最大荷重点については単調荷重と繰返し荷重で大きな違いは現れないが、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、両荷重パターンの結果は多少異なることが示されている³⁾。このことを踏まえ、鋼製単柱式橋脚供試体に対する繰返し荷重実験の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荷重解析の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、繰返し荷重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。

また、本論文での終局状態は、前述のように最大荷重の95%まで低下した点としていることから、終局状態の判定は式(1)、(2)を用いて行うものとする。

無補剛箱形断面

①荷重が最大荷重の95%まで低下した時(95%耐力点)

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

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

補剛箱形断面

①荷重が最大荷重の95%まで低下した時(95%耐力点)

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

②最大荷重時

$$\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_y} = \frac{1.41}{(R_f \lambda_s^{-0.18} - 0.21)^{0.462}} + 0.38 \leq 20.0 \quad (3)$$

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

3. 準静的繰返し荷重に対する動的耐震照査法の妥当性検討

動的耐震照査法の検討として、まず、地震動を模擬した準静的繰返し荷重に対して、実験結果と本提案手法に基づく解析結果の比較を行う。

3.1 対象構造

照査法の検証を行うための対象構造としては、建設省土木研究所（現 独立行政法人土木研究所）、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荷重

表-1 対象構造主要パラメータ

供試体名	フランジ幅 b (mm)	ウェーブ幅 D (mm)	フランジ・ウェーブ板厚 t (mm)	補剛材幅 Es (mm)	補剛材板厚 ts (mm)	リフ本数 (フランジ・ウェーブ)	H(N)	δ_y (mm)	有効長 L(=2h) (cm)	細長比 パラメータ λ	補剛材 細長比 パラメータ λ_s	幅厚比 パラメータ Rf	リフ剛度 γ/γ^*	軸力比 N/Ny	$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$	$\frac{\epsilon_m}{\epsilon_y}$
No.2	891	882	9	80	6	3	1040	16.0	680.6	0.261	0.634	0.564	0.91	0.125	5.15	2.80
No.18	891	882	9	80	6	3	958	13.0	684.6	0.264	0.638	0.567	0.91	0.197	4.77	2.79
No.20	891	882	9	80	6	3	1118	14.0	684.6	0.272	0.633	0.585	0.91	0.125	4.98	2.74
T1	891	882	9	80	6	3	733	31.0	684.6	0.349	0.603	0.503	1.02	0.121	5.86	3.06
M18	891	882	9	80	6	4	967	15.0	808.6	0.298	0.216	0.440	4.35	0.133	9.13	4.08
M20	890	880	10	74	8	5	1187	15.0	684.6	0.256	0.349	0.330	0.91	0.133	14.2	5.44
M21	890	880	10	80	9	3	1108	14.0	684.6	0.255	0.360	0.490	2.12	0.133	6.69	3.36
M22	890	880	10	91	10	5	1304	16.0	684.6	0.259	0.264	0.330	1.83	0.133	16.4	6.03
KD-1	891	882	9	60	5	4	1059	13.0	660.6	0.250	0.444	0.447	1.01	0.127	7.26	3.52
KD-2	891	882	9	80	9	4	1226	16.0	660.6	0.255	0.284	0.450	3.00	0.109	8.26	3.78
KD-3	738	726	12	90	9	2	923	19.0	660.6	0.30	0.278	0.458	3.05	0.118	8.01	3.73
KD-5	738	726	12	90	9	2	848	16.0	660.6	0.296	0.273	0.452	3.05	0.166	7.84	3.79
KD-6	590	580	10	73	8	2	542	22.0	660.6	0.392	0.278	0.458	3.07	0.109	8.08	3.73
KD-7-1	536	526	10	57	7	2	433	21.0	660.6	0.423	0.239	0.408	3.21	0.094	10.6	4.37
KD-10	706	692	14	90	10	2	838	19.0	660.6	0.295	0.180	0.355	4.12	0.148	15.94	5.97
B1	891	882	9	85	9	3	1225	15.0	684.6	0.277	0.553	0.590	1.47	0.113	5.10	2.77

実験モデル 16 体⁸⁾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。その供試体の構造諸元および主要パラメータを表-1に、図-2に供試体概念図を示す。

表-1の断面諸元は図-2中に示す各寸法に対応している。また、表-1中の λ は無次元化細長比パラメータ、 λ_s は文献6)に示される補剛材細長比パラメータ、 R_f は補剛材幅厚比パラメータ、 γ/γ^* は補剛材剛比の補剛材必要剛比に対する比率、 N/N_y は軸力比を示す。 R_f 、 λ 及び λ_s は次式により示される。

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

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \frac{L}{r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (5)$$

$$\lambda_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (6)$$

ここで、 n : サブパネル数、 b : フランジ補剛板幅、 t : 補剛板板厚、 σ_y : 鋼材降伏応力、 E : ヤング係数、 ν : ポアソン比、 L : 部材座屈長(片持柱では $2h$)、 r : 断面2次半径を表す。また、式(6)において、 γ_s : 1本の補剛材と隣接パネルからなるT形断面の断面2次半径、 a : ダイヤフラム間隔、 Q : 式(7)の補剛材で囲まれた板パネルの強度を示す。

$$Q = \frac{1}{2R_f} \left\{ \beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_f} \right\} \quad (7)$$

ここで β は圧縮残留応力と最大初期たわみの関数で表される数値で、残留応力が降伏応力の0.3倍、最大初期たわみがフランジ幅の1/150のとき式(8)のようになる。

$$\beta = 1.33R_f + 0.868 \quad (8)$$

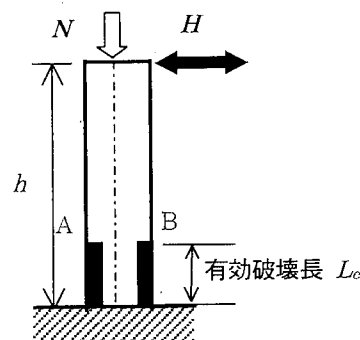


図-3 解析モデル概念図

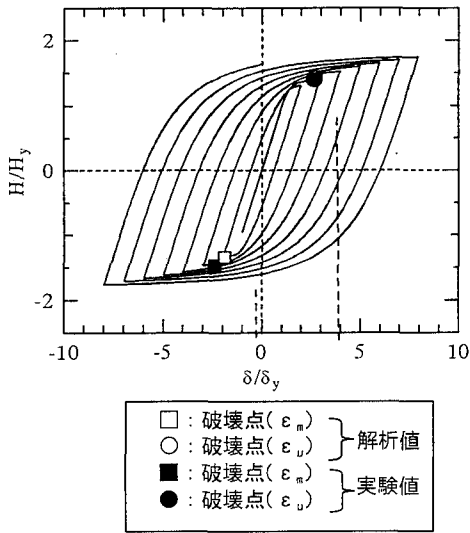
3.2 解析条件

解析は、構造解析汎用プログラム ABAQUS¹⁰⁾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。解析モデルの概念図を図-3に示す。図中の柱基部に示すA、Bの記号は、以降の解析結果の説明において使用する圧縮/引張を受けるフランジの位置を示す。

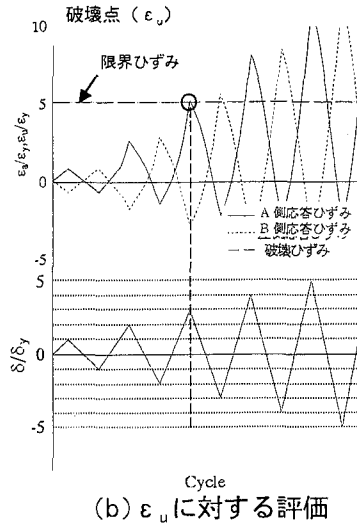
解析モデルの要素としてはせん断変形を考慮したTimoshenkoはり理論に基づいた要素を用い、幾何学的非線形性を考慮した。また、構成則としては名古屋大学で開発された1軸応力状態に対する修正2曲面モデル⁹⁾を用いた。

3.3 解析結果

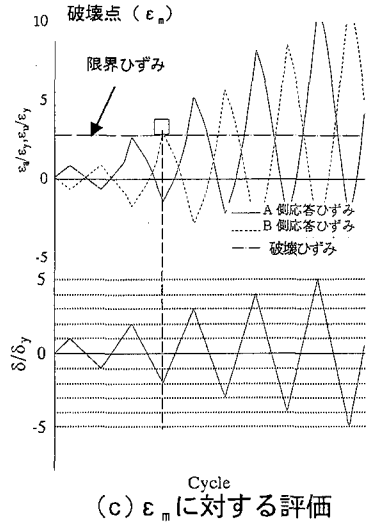
解析結果の一例として、供試体 No.2 の荷重-変位関係、平均軸ひずみ履歴を図-4に示す。図-4(a)の荷重-変位関係は、それぞれ表-1に示す降伏水平荷重 H_y 、降伏水平変位 δ_y で無次元化した図となっている。同中には実験値の限界変位(95%耐力点に対応する変位)



(a) 荷重 - 変位関係



(b) ϵ_u に対する評価



(c) ϵ_m に対する評価

図-4 解析結果

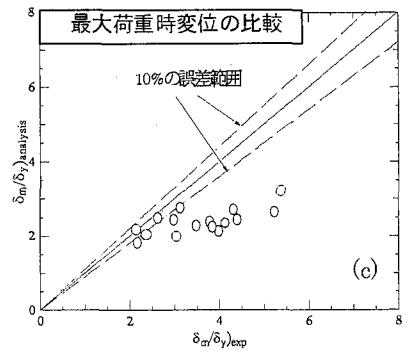
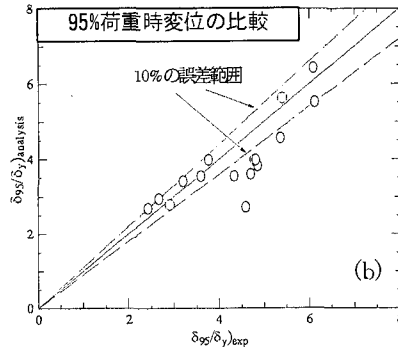
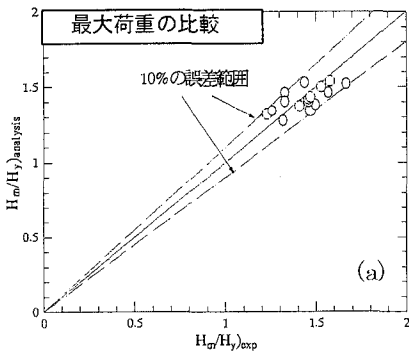


図-5 実験値と解析値の比較

も併せて示す。図-4(b),(c)のひずみ履歴図は、横軸に繰り返し回数、縦軸は発生平均軸ひずみ 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で注意されたい。また2.2で説明したように、破壊ひずみについては部材セグメントの荷重が最大荷重の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)、および最大荷重時を終局とした場合の破壊ひずみ (ϵ_m) 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-4中に示す記号A、Bと図-3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-4の結果より、最大荷重の95%まで低下した時点を終局とした場合は(○印)、A側フランジではじめ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。同様に、最大荷重を終局と見なした場合(□印)、B側フランジではじめ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。また、供試体 No.2 における実験結果(■, ●)と解析結果(□, ○)の比較は、図-4(a)より良く一致する結果となっていることがわかる。

図-5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-5(a)~(c)は、それぞれ最大荷重 H_m の比較、荷重が最大荷重の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、参考までに最大荷重を終局と見なした場合の対応する変位 δ_m の比較を示す。横軸は実験値、縦軸は解析値を示す。また、それぞれの値は降伏荷重 H_y 、降伏変位 δ_y で無次元化した値となっている。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。終局変位量に関して、 δ_{95} の比較では、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。また、 δ_m の比較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となった。最大荷重点に関しては、文献3)にも示されるように、ダクティリティーの大きい構造については明確なピークが捕らえにくいことが指摘されており、本解析結果においても誤差が大きめに生じている。ただし、誤差が10%を超えるケースもあるが、いずれ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、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、精度良く終局状態を評価可能であることがわかった。最大荷重を終局

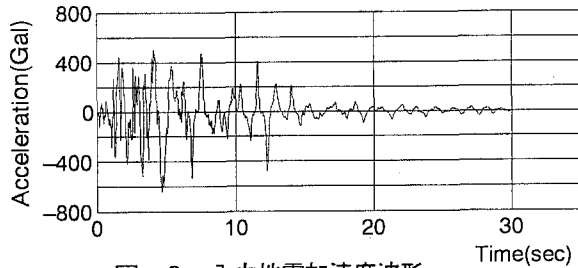


図-6 入力地震加速度波形
(JR 警報地震計観測地震波形 NS 成分)

状態と見なした場合、最大で 50%程度の誤差を生じる場合もあるが、ほとんどの解析結果は実験結果に対して安全側の評価となった。

4. 動的地震応答解析における動的耐震照査法の妥当性検討

4.1 対象構造

次に、表-1に示した供試体内、破壊ひずみの大きさに着目し、 $\varepsilon_u/\varepsilon_y=5, 8, 16$ 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。ここでは、終局状態としては最大荷重の95%まで低下した点とした。主要なパラメータ等は表-1に示す通りである。

4.2 解析条件

解析は、前記同様に 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¹⁰⁾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、幾何学的非線形を考慮した。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 NS 成分を用いた。加速度波形を図-6に示す。ただし、ここでは次に示すシェルモデルによる解析で、想定する終局状態の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、即ち座屈が生じにくい KD-3, KD-10の2体に対しては、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要素モデルを用いた動的時刻歴応答解析結果を、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要素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、シェル要素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¹¹⁾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)を用いた動的解析では、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

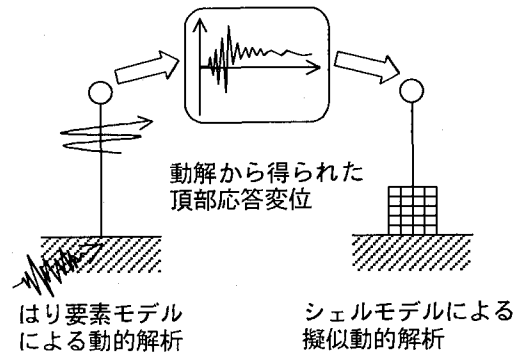


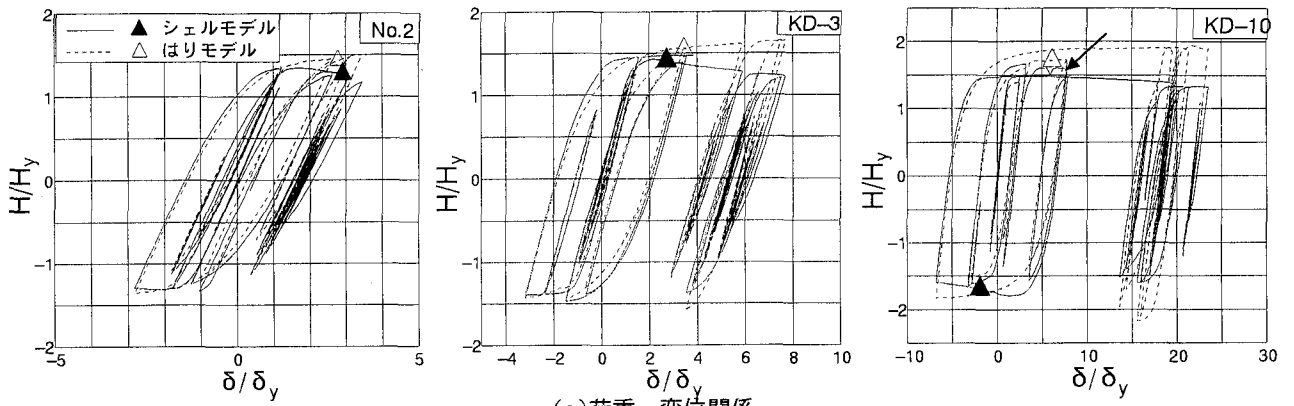
図-7 本解析手法概念図(擬似動解)

12). また、本研究のような 1 質点系と仮定できる構造に対しては、精緻な構成則とファイバー要素を用いた動的解析において、最大応答変位付近までの復元力特性は実験値と対応がとれることが示されている²⁾。さらに、精緻な構成則とシェル要素を用いた準静的繰返し载荷解析結果と実験結果は良く一致することが示されている^{2), 13), 14)}。これらを踏まえ、本検討においては、図-7に示すように、まず、はり要素を用いた動的解析を実施し、頂部の変位時刻歴を求めた。次に、その時刻歴変位波形をシェル要素モデルの頂部に強制変位として与え、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、上記の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。シェル要素の解析においては、図-7のように柱基部(柱基部から 2~4 つ目のダイアフラムまでの領域)を 4 節点の低減積分有限膜ひずみシェル要素(S4R)でモデル化し、その上部ははり要素によってモデル化を行っている。また、ダイアフラムおよび補剛材もシェル要素でモデル化を行った。

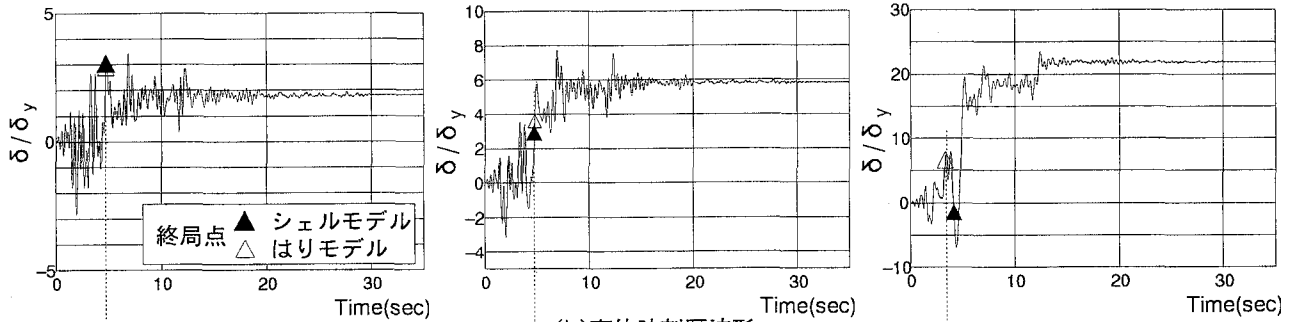
4.3 解析結果

解析結果の内、図-8に各対象構造に対する(a)水平荷重-頂部水平変位関係、(b)頂部変位時刻歴波形、および(c)動的耐震照査の基準となる有効破壊長での平均軸ひずみ時刻歴波形を示す。図中の各軸は降伏荷重 H_y 、降伏変位 δ_y 、降伏ひずみ ε_y で無次元化したものとなっている。ここでの両解析結果の比較は、95%耐力点に対して行っている。即ち、本照査法での破壊ひずみは式(2)により算定した ε_u となり、図-8(c)の平均軸ひずみ時刻歴波形のように動的解析における時刻歴上で、危険部材セグメントの平均軸ひずみが破壊ひずみに達した時に構造物が破壊に到ったと見なす。図-8(a), (b)には、本動的照査法に基づいて求めた終局変位(△印)と擬似動的解析における95%耐力点の変位(▲印)を併せて示す。

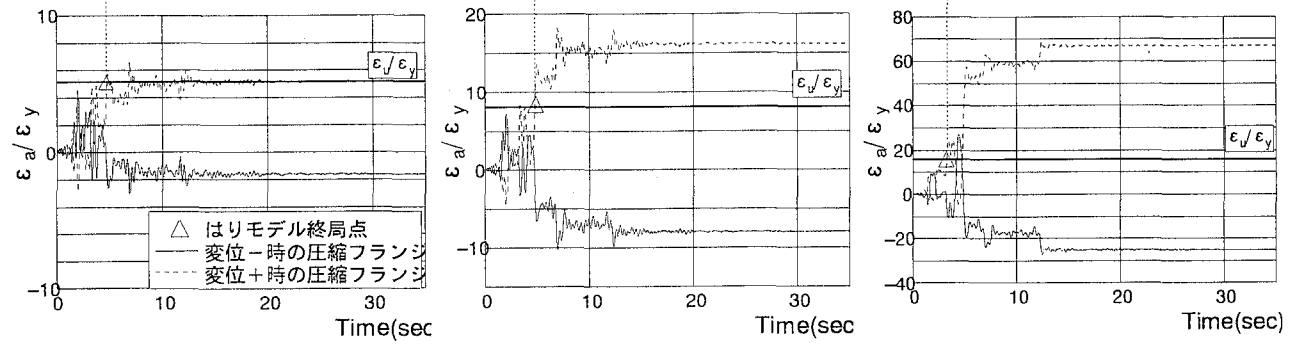
No.2, KD-3 に関しては、図-8(a), (b)の水平荷重-



(a) 荷重-変位関係



(b) 変位時刻歴波形



(c) 平均軸ひずみ時刻歴波形 (はりモデル)

図-8 動的地震応答解析結果

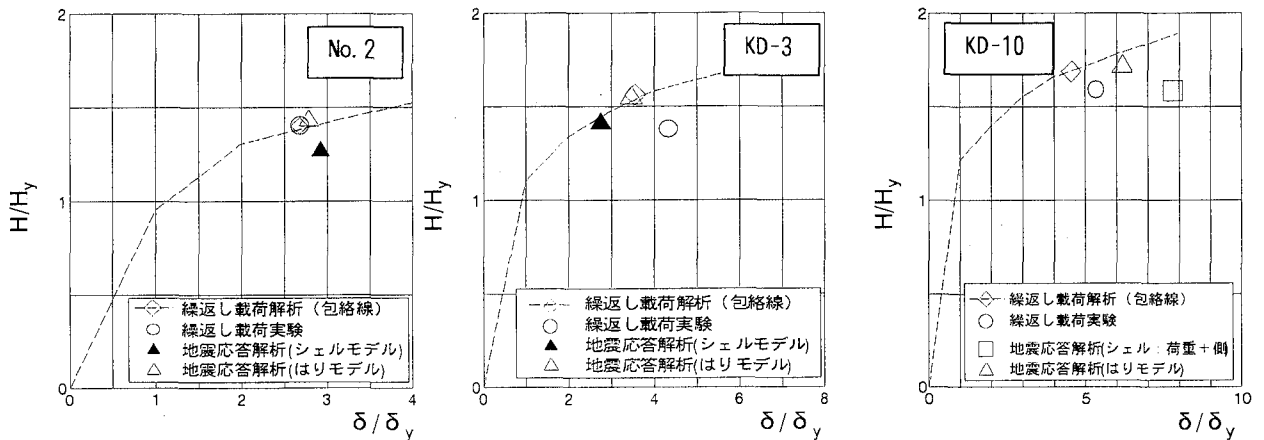


図-9 各評価における終局変位の比較

頂部水平変位関係、頂部変位時刻歴波形より、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95%耐力点(▲印)を比較すると、荷重、変位とも近い値を示しており、良い推定が出来ている。終局変位については、No.2で5%、KD-3で20%程度の差となっている。また、KD-3に関してはシェルモデルの解析結果が、はりモデルの結果に比べて若干早期に終局に達しているが、両印は近い位置にあり、概ね対応はとれているものと考えられる。

KD-10に関しては、シェルモデルの解析結果において、はじめに生じた荷重+側での耐力低下が最大荷重の95.4%となり、終局状態と想定している95%耐力点に、ほぼ対応する値を示した(図8(a)中の矢印)。その後の荷重-側の履歴では最大荷重の95%以下に達した(▲印)。一方、はりモデルでは、シェルモデルの荷重+側での初期耐力低下領域に対応した位置で終局点に達している。この荷重+側の領域において両者の結果を比較すると、はりモデルの結果の方が早期に終局状態に達しており、シェルモデルの結果に対して安全側の評価となっている。ここで、各対象構造に対する終局変位を下記のように整理した。

図-9に3体のモデルに対して行った実験および解析での終局変位の比較を示す。比較は3章に示した①本照査法に基づく繰返し載荷解析結果、②繰返し載荷実験結果、4章における③シェルモデルによる擬似動的解析結果、④本照査法による動的解析結果の4つに対して行った。ただし、KD-10に関しては、前述のシェルモデルの擬似動的解析結果において、荷重+側での初期耐力低下点(最大荷重の95.4%まで耐力低下を生じた点)を終局点と見なし、比較のため□印で示す。

これらの結果より、No.2、KD-3に関しては、すべての結果に対して、概ね対応がとれている。また、KD-10に関しても、荷重+側の履歴の変位折返し点を終局と見なし評価すれば、はりモデルを用いた本照査法による結果は安全側の評価をしており、本照査法で終局と判定される時点でも、シェルモデルの結果は終局に至っておらず、安全側の評価をしていると言える。

以上の結果より、本動的照査法による終局状態の推定は、シェル要素を用いた詳細モデルによる擬似動的解析結果と概ね対応がとれた、安全側の評価を下すことがわかる。よって、危険部材セグメントの平均軸ひずみのみに着目し、時刻歴上で破壊ひずみとの比較を行う本動的照査法は、単柱形式の橋脚に対しては妥当であり、適用性があるものと考えられる。

なお、ここで検討したシェルモデルによる擬似動的解析から終局点を求める過程は、あくまで提案照査法のはりモデルの解析結果との比較・検討のために実施したものである。実設計においては、はりモデルの動的解析のみを行い、本照査法にて終局状態を判定する手順となる。

5. まとめ

本研究では、コンクリート無充填の単柱式鋼製橋脚を対象として、時刻歴地震応答上での危険部材セグメントの発生平均軸ひずみに着目し、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妥当性、適用性に関して検討を行った。検討は、準静的載荷については本提案手法に基づく照査結果と繰返し載荷実験結果の比較、動的応答についてはシェル要素を用いた詳細解析に基づく照査結果との比較により行った。

結果をまとめると次のようである。

- (1) 準静的繰返し載荷実験結果との比較に関しては、本論文で終局状態として想定した、最大荷重の95%まで荷重低下した点に対応する破壊ひずみ(ϵ_u)を評価基準として使用した場合、ほとんどの供試体で誤差10%以内におさまる結果となり、良い対応を示した。また、最大荷重時に対応した破壊ひずみ(ϵ_m)を使用した場合、本照査法による結果は10~50%程度の範囲で安全側の結果を与えた。
- (2) 動的時刻歴応答解析結果の比較に関して、本検討例においては、提案照査法により推定される終局変位の方が、シェルモデルによる詳細解析結果より5~30%程度安全側の結果を与え、概ね対応がとれる結果が得られた。
- (3) これらの比較・検討結果より、提案した動的耐震照査法は、対象とした単柱式鋼製橋脚に対しては、全体的に安全側の評価を与えつつ、実用性の観点から妥当なものであり、合理的な設計手法として実設計に適用しうるものと考えられる。

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) 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.
- 4) 葛漢彬、宇佐美勉、高聖彬：鋼製補剛箱形断面橋脚の繰返し弾塑性挙動に関する解析的研究、構造工学論文集 Vol.46A, pp.109-118, 2000.3.
- 5) 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。
- 6) 宇佐美勉、鈴木森晶、Iraji 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.
- 7) 鄭沂、葛漢彬、宇佐美勉：鋼構造物の強度と変形能の統一的評価法、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.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.: ABAQUS User's Manual, Version 5.8, Vol.I~III, 1998.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉: 鋼構造物の繰り返し弾塑性解析用構成則の実験データによる検証, 構造工学論文集 Vol.44A, pp.201-210, 1998. 3.
- 14) 後藤芳顕, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠: 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集 No.591/I-43, pp.189-206, 1998. 4.

(2001年12月7日受付)

Applicability on Dynamic Verification Method for Seismic Design of Steel Structures

Tsutomu USAMI, Kunihiko MORISHITA and Takahito BANNO

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 objective structures are steel bridge piers in this paper.

Firstly, analysis results based on this verification method are compared with quasi-static experiment results simulated seismic response. Secondly, compared with results of dynamic response analysis using shell element models.

These results tells us the validity of this proposed dynamic verification method.