

## 研究展望

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NUMERICAL ANALYSIS AND VERIFICATION METHODS FOR SEISMIC DESIGN  
OF STEEL STRUCTURES宇佐美勉<sup>1</sup>・織田博孝<sup>2</sup>

Tsutomu USAMI and Hiroataka ODA

<sup>1</sup>フェロー会員 工博, D.Sc 名古屋大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市中種区不老町)<sup>2</sup>正会員 博(工) 瀧上工業株式会社 技術部課長 (〒454-8517 名古屋市中川区清川町2-1)**Key Words**: steel structures, performance-based seismic design, damage, numerical analysis, verification method, ultimate limit state, serviceability after earthquake

大地震に対する鋼構造物の安全性および地震後の使用性を検証するためには、構造物の損傷過程にまで立ち入った複雑な非線形域の数値計算が必要となる。本論文は、阪神・淡路大震災後、急速に進化した、鋼構造物および鋼・コンクリート複合構造物の非線形数値解析法ならびに照査法に関する最近の研究成果を性能照査型設計法の枠組みの中で整理したものである。また、鋼ラーメン橋脚の設計コンセプトおよび、鋼構造物の耐震設計法の高度化に必要な研究課題についても触れている。

## 1. 緒言

鋼構造物の耐震に関連する研究は、1995年の阪神・淡路大震災以前にも少数の研究者によって行われ、既設鋼製橋脚の変形能の不足が指摘されていたが、大方の関心を引くまでには至らなかった。震災後、多くの研究者、特に耐荷力関係の研究者が鋼構造物の耐震に関する研究に興味を持ち、現在では毎年多数の研究成果が発表されるようになってきた。例えば、ここ2、3年における土木学会全国大会の「耐荷力」セッションで発表される論文の半数以上は耐震関連の論文であり、その他、「橋梁の耐震」セッションなどの論文を入れると相当数になろう。また、鋼構造物の耐震解析に関するシンポジウムはすでに3回開催され<sup>1)~3)</sup>、毎回30~50編の論文発表があつて活発な討議も行われている<sup>4),5)</sup>。しかしながら、研究の歴史が浅いことからくる経験の不足から、研究者の間でも種々の混乱が見受けられるようである。例えば、後述の Demand と Capacity がしばしば混同され、議論がなかなかみ合わないことが見受けられる。この研究展望では、耐震解析法・照査法概念、役割、用語の整理に重点を置いて執筆されている。

土木鋼構造物の耐震設計法のまとまった参考文献としては、土木学会・鋼構造新技術小委員会による報告書<sup>6)</sup> (以下、新技術報告書と称する)がある。この報

告書では、コンクリートを部分充填した鋼製橋脚に適用できる地震時保有水平耐力法とそこで必要な Pushover 解析法が示されている。その後、道路橋示方書 V・耐震設計編<sup>7)</sup>が改訂され、鋼製橋脚の耐震設計に関する規定が設けられた。しかし、モデル化の考え方および耐震解析法の詳細な記述がないため適用が限定され、記述がないものは設計者の裁量に任された、いわば性能照査型設計法のスタイルである。しかし耐震解析ツールが十分整備されていない状況のため十分機能しているとは言い難い。そこで、日本鋼構造協会「次世代土木鋼構造研究特別委員会・鋼橋の耐震設計小委員会」と土木学会鋼構造委員会「鋼構造物の耐震検討小委員会」では、性能照査型耐震設計法の開発、耐震解析ツールを整備する際に必要な精度検証用ベンチマークの作成などを目的として研究を行い、報告書を作成している<sup>8)</sup>。この報告書には、鋼製橋脚に関する研究の現状、鋼構造物の耐震解析法および耐震照査法に関する最新の研究成果が集積されている。

本論文は上記の文献<sup>8)</sup>の成果をもとに記述されたものであり、内容は、次のような4項目より構成されている。すなわち、(1) 鋼構造物の耐震解析法に関する最近の研究成果の解説、(2) 実務で使用可能な大地震(レベル2地震動)に対する照査法の体系化、(3) 鋼製ラーメン橋脚の設計コンセプト、(4) 今後の研

表-1 耐震解析法の分類

解析の種類	解析タイプ	主たる解析目的		適 要
		応答値 S	限界値 R	
静的解析 <Static>	<L1>	S <sub>0</sub>	—	弾性1次解析：震度法
	<L2>	S <sub>0</sub>	—	弾性2次解析：スレンジャーな構造物に対する震度法
	<N1>	—	R <sub>1</sub> , R <sub>2</sub>	弾塑性1次解析（弾塑性微小変位解析） 保有耐力，変形能の計算のためのPushover解析
	<N2>	—	R <sub>1</sub> , R <sub>2</sub>	弾塑性2次解析（複合非線形解析） スレンジャーな構造物の保有耐力，変形能の計算のためのPushover解析
	<N3>	—	R <sub>12</sub> , R <sub>3</sub>	弾塑性3次解析： 局部座屈を考えたPushover解析
静的繰返し解析 <Q. Static>	<N2>	—	R <sub>1</sub> , R <sub>2</sub>	繰返し弾塑性2次解析： 局部座屈を考慮しない繰返し解析。 復元力特性，保有耐力，変形能の計算。
	<N3>	—	R <sub>1</sub> , R <sub>2</sub> , R <sub>3</sub>	繰返し弾塑性3次解析： 局部座屈を考えた繰返し解析。 復元力特性，保有耐力，変形能の計算。
応答スペクトル 解析 <Spectrum>	<L1>	S <sub>0</sub> , S <sub>1</sub> , S <sub>2</sub>	—	モーダル解析による加速度応答スペクトル解析。エネルギー一定則，非弾性応答スペクトルあるいは等価線形法により非弾性応答の近似値が求まる。
時刻歴応答解析 <Dynamic>	<N1>	S <sub>2</sub> , S <sub>3</sub> , S <sub>4</sub>	—	動的弾塑性1次解析（動的弾塑性微小変位解析）
	<N2>	S <sub>2</sub> , S <sub>3</sub> , S <sub>4</sub>	—	動的弾塑性2次解析（動的複合非線形解析） スレンジャーな構造物に適用。
	<N3>	S <sub>2</sub> , S <sub>3</sub> , S <sub>4</sub> S <sub>5</sub>	—	動的弾塑性3次解析 局部座屈を考えた動的解析。

注1) S, R の内容の例

S <sub>0</sub>	応力，変形（震度法）	R <sub>0</sub>	許容応力，許容変形（震度法）
S <sub>1</sub>	k <sub>h</sub> W/Z（等価水平力）	R <sub>1</sub>	H <sub>y</sub> （降伏水平耐力）
S <sub>2</sub>	δ <sub>max</sub> , φ <sub>max</sub> （最大応答変位，最大曲率）	R <sub>2</sub>	δ <sub>u</sub> , φ <sub>u</sub> （終局変位，曲率）
S <sub>3</sub>	ε <sub>max</sub> （最大応答ひずみ）	R <sub>3</sub>	ε <sub>R</sub> （終局ひずみ）
S <sub>4</sub>	δ <sub>R</sub> （残留変位）	R <sub>4</sub>	δ <sub>R</sub> lim（残留変位の制限値）
S <sub>5</sub>	応答局部ひずみ振幅	R <sub>5</sub>	低サイクル疲労強度（ひずみ振幅）

注2) L, Nの後の数字は幾何学的非線形性の程度および局部座屈考慮の有無を示す。

注3) <Dynamic><L1>, <Dynamic><L2>は多くの場合<Spectrum>で代用できるので省略してある。

注2) Z = 塑性率によって定まる荷重低減係数

究課題である。対象者は設計実務者、研究者および大学院学生であるが、どちらかといえば設計実務家を念頭に置いて記述されている。

## 2. 耐震解析法

### (1) 分類

耐震設計では地震動による構造物の応答値 S (Demand) が構造物の対応する限界値 R (Capacity) を越えないかどうかを照査する。すなわち、

$$S \leq R \text{ あるいは } f(S, R) \leq 1.0 \quad (1)$$

である。応答値は、例えば、地震応答解析によって得られる変位、ひずみなどであり、それに対応する限界値は終局変位、終局ひずみなどである。S と R は、全く新しい、特殊な構造でない限り、通常数値解析だけ

で評価されるが、S と R それぞれに対してどのような解析法が利用可能であるのか、分類して整理しておくことは重要であろう。

表-1 は耐震解析手法の種類とその主たる解析目的 (S, R の内容) を示したものである。解析手法は大きく4つに分類できる。すなわち、静的解析<Static>、静的繰返し解析<Q. Static>、モーダルアナリシスに基づく応答スペクトル解析<Spectrum>、および時刻歴応答解析<Dynamic>である。解析タイプは取り扱う材料の性質により線形弾性材料<L>、非線形(非弾性)材料<N>で分類し、幾何学的非線形性だけでなく局部座屈の考慮の有無も含めてL, Nの後の数字1~3で分類している。1, 2はいずれも局部座屈を考慮しない、はり要素を用いた解析で、1(1次解析)は微小変位理論による解析、2(2次解析)は幾何学的非線形性の2次理論による解析で、いわゆる、はり一柱理論でP-Δ効果を考慮した解析である。3(3次解

表-2 設計段階で推奨される耐震解析法の範囲

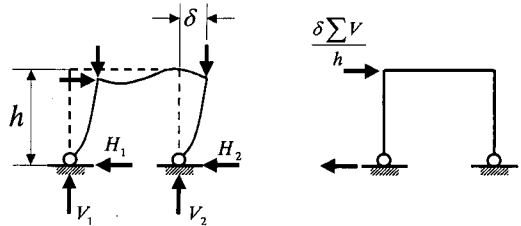
番号	項目	静的解析 <Static>	動的解析 <Dynamic>
1	荷重	単調増大	地動加速度 (1方向, 2方向)
2	基部	固定	ばね支持
3	解析	平面骨組解析 ・はり要素を用いた<N1>, <N2>の Pushover解析	平面および(立体)骨組解析 ・はり要素あるいはばねを用いた<N1>, <N2>の動的弾塑性解析 ・免震支承, 反力分散支承を含む。
4	局部座屈	考慮せず。ただし, 終局状態の判定には考慮	考慮せず, 応答変位を終局変位(あるいは応答ひずみを終局ひずみ)の範囲内に限定
5	P-Δ効果	一般に考慮	一般に考慮
6	初期不整	無視	無視
7	劣化域	考慮	考慮せず
8	構成則	1次元σ-εモデル (ひずみ硬化を必ず考慮する)	1次元σ-εモデル(移動硬化則など, ひずみ硬化を必ず考慮する)または1自由度H-δモデル
9	終局判定	1部材セグメント破壊または 構造物の95%強度	$\delta_{max} > \delta_u$ あるいは $\epsilon_{max} > \epsilon_u$ など
10	充填 コンクリート	考慮	考慮

析)は, 局部座屈を考慮したシェル要素の2次あるいは3次理論による解析, あるいは局部座屈の影響を近似的に考慮するため, ひずみ軟化型の構成則をはり要素に用いる方法<sup>9)</sup>を表している。また, 時刻歴応答解析の内, 線形解析<L1>は多くの場合, 応答スペクトル解析で代用されているので表には載せていない。

設計段階で使用される解析は, ほとんどが局部座屈を考慮しない骨組構造物の<N2>解析の範囲で, 高次の非線形性を考慮した弾塑性有限変位(変形)解析<N3>が用いられる場合はほとんどない。しかし, <Static> <N3> および<Q. Static> <N3>は例外で, 将来, 性能照査型設計が本格的に導入された場合には, 設計段階あるいは性能検証段階で使用されよう。現時点では, このような解析は適切なメッシュ分割等にかかりの経験を要するため, 研究用として使われており, 例えばシェル要素を用いた局部座屈を考慮した鋼製橋脚の静的解析あるいは静的繰返し解析により保有耐力, 変形性能, 復元力モデルなどが導かれ, 設計ではその結果のみが用いられている。

表中の<Static> <N1>, あるいは<Static> <N2>はPushover解析と呼ばれ, 慣性力に相当する水平力を一方向に単調に増大させ構造物の崩壊に至るまでの解析を行うことにより限界値Rを求める手法で, 耐震設計上有用な情報が得られる重要な解析法である。これは新技術報告書<sup>6)</sup>あるいは道路橋示方書<sup>7)</sup>に採用されている手法と基本的には同じである。

以上をまとめると, 通常的设计段階で推奨される耐震解析法は表-2のようになろう, レベル1地震動に対しては<Static> <L1> または<Static> <L2>, <Dynamic> <L1>であり, レベル2地震動に対しては, 静的解析では, はり要素によるPushover解析



(a) 長方形ラーメン (b) P-Δ効果に等価な水平力  
図-1 フレームのP-Δ効果

<Static> <N2>, 動的解析では, はり要素を用いた弾塑性時刻歴応答解析<Dynamic> <N2>が基本である。したがって, いずれの解析においても鋼構造の終局限界に影響が大きい局部座屈は解析時に考慮されないが, 限界状態の照査に用いる破壊基準の中で考慮することになる。これらの解析より高度な解析法<N3>は研究用であるが, 将来的には性能検証用の解析として使用されることも考えられる。なお, 耐荷力解析では初期不整(初期たわみ, 残留応力)の考慮が重要であるが, 設計レベルの耐震解析では, 通常, 無視してもよい。これは, 慣性力による横荷重が卓越するため初期たわみの影響は大きくなく, また残留応力は繰返し荷重において, その影響は消滅するためである<sup>10)</sup>。

(2) P-Δ効果が無視できる範囲

Pushover解析あるいは動的解析時に, P-Δ効果が無視できる範囲, すなわち<N1>解析で十分な範囲について触れる。一般的な鋼構造物および荷重状態に対してこの条件を示すのは難しく, 鋼構造物では通常<N2>解析が実施される。文献8)では, ECCS<sup>11)</sup>およびATC-32<sup>12)</sup>の長方形ラーメンに対する規定を参考に, 以下の条件が満足されれば単柱式あるいは長

表-3 耐震解析に用いられる構成則の分類

略 称	骨格曲線 (単調σ-ε関係)	履歴法則 (硬化則)	特 徴
	<Static> <Q.Static> <Dynamic>	<Q.Static> <Dynamic>	
ファイバー モデル	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ひずみ硬化型</li> <li>・バイリニア</li> <li>・トリリニア</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・移動硬化則</li> <li>・等方硬化則</li> <li>・修正2曲面</li> <li>・3曲面</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・計算時間が長い</li> <li>・汎用性あり</li> <li>・断面形状に依存しない</li> <li>・複合構造への適用が容易</li> </ul>
M-φモデル	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ひずみ硬化型</li> <li>・バイリニア</li> <li>・トリリニア</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・移動硬化則</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・計算時間は中程度</li> <li>・断面形状に依存</li> <li>・軸力変動に難があり</li> </ul>
1自由度モデル (H-δモデル)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・バイリニア</li> <li>・劣化型トリリニア</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・移動硬化則</li> <li>・2パラメータモデル</li> <li>・Damage index モデル</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・計算時間が短い</li> <li>・断面形状に依存</li> <li>・1自由度系モデル</li> </ul>

方形ラーメン鋼製橋脚の P-Δ 効果は無視できるとしている (図-1 参照)。

$$\frac{\delta \Sigma V}{h \Sigma H} \leq 0.05 \quad (2)$$

ここで、 $\Sigma V$  = ラーメン基部の鉛直力の和、 $\Sigma H$  = ラーメン基部の水平力の和 (ベースシア)、 $\delta$  = フレーム頂部水平変位、 $h$  = ラーメンの高さで、すべての量は <N1> 解析によって求める。上式における  $\delta \Sigma V / h$  は、図-1 (b) に示すように、P-Δ モーメントに等価な水平力とみなされるため、この提案式は全水平力に対する等価水平力が5%以下であれば P-Δ 効果が無視できる規定と考えられる。ECCS<sup>(11)</sup> はこの値が10%、ATC-32<sup>(12)</sup> は動的荷重に対する規定であるが、25%を採用している。報告書<sup>(9)</sup> では、数値計算の結果、単柱式鋼製橋脚に対して終局状態におけるまで式(2)が満足される条件として細長比パラメータ $\lambda$ が概略0.3以下であればよいとしている。

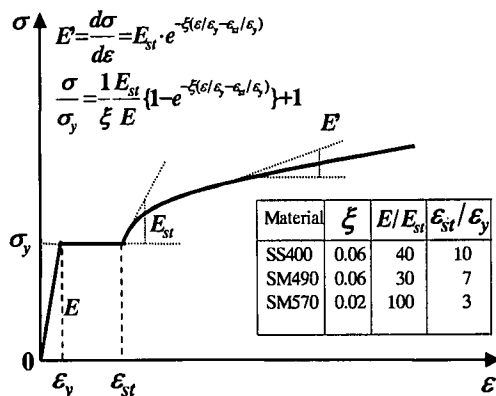
### (3) 構成則

耐震解析、特に繰り返し解析および動的解析に用いられる材料構成則の選択は重要であり、解析結果に非常に大きな影響を与える場合がある。ここでは、表-3の構成則の分類に従い、説明を加える。

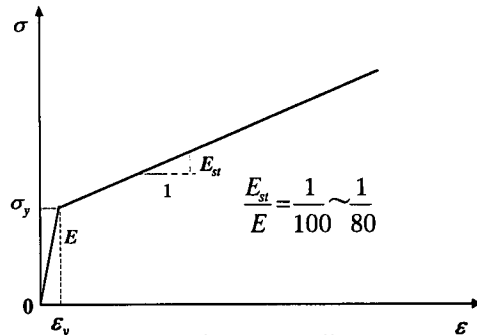
#### ファイバーモデル

はり要素を用いる骨組の解析においては、通常、1軸応力状態 (σ-ε関係) での構成則で十分な場合が多い。このモデルは、部材断面を分割した微小要素の応力-ひずみ関係を定めるのに用いられるため、しばしばファイバーモデルと呼ばれている。

静的解析 (Pushover 解析) では、単調増大での σ-ε 関係のみを知らればよい。多く用いられる鋼材の σ-ε 関係は、図-2の降伏棚のあるひずみ硬化型<sup>(6)</sup>およびバイリニア型 (完全弾塑性型を含む) である。バイリニア型の場合、第2勾配  $E_{st}$  は弾性係数  $E$  の 1/100 ~ 1/80 程度が用いられる場合が多いが、これは降伏点と5%



(a) 降伏棚のあるひずみ硬化型



(b) バイリニア型

図-2 鋼材の応力-ひずみ関係

程度のひずみを結んだ直線とほぼ等しくなる。また、充填コンクリートの σ-ε 関係として、新技術報告書<sup>(6)</sup>の提案曲線 (図-3) がある。コンクリートの破壊ひずみは鋼による拘束効果のため、1.1%としている。なお、コンクリートの圧縮強度は材料試験強度 (シリンダー強度) と同じとしているが、特に、パイプ断面に関しては、拘束効果により強度上昇が見込める。拘束効果を考慮したコンクリートの構成則については種々の提案がある<sup>(13),(14)</sup>ので、必要であればそれらを用いよう。

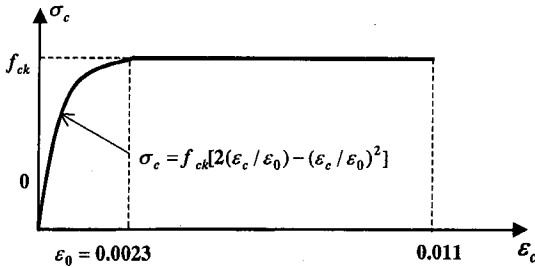


図-3 コンクリートの応力-ひずみ関係<sup>6)</sup>

静的繰返し解析あるいは動的解析では、単調荷の $\sigma$ - $\epsilon$ 関係に加え、硬化則（繰返し負荷、除荷のルールを規定する法則）が必要である。よく知られたものとして、図-4の等方硬化則、移動硬化則およびそれらを組み合わせた混合硬化則がある。これらの硬化則は簡単である反面、解析結果はかなり異なり、比較的厚肉の構造物に適用すると一般に精度が劣る。一方、鋼材の繰返し負荷に対して開発されたモデルに、多曲面モデル<sup>15)</sup>、修正2曲面モデル<sup>16)</sup>、3曲面モデル<sup>17)</sup>および単調載荷曲線に基づくモデル<sup>18)</sup>がある。これらの構成則は複雑であるが、繰返し荷重下の挙動に特有な現象（例えば弾性域の減少を表すパウシンガー効果、繰返し載荷によりひずみ硬化が単調載荷より早く現れる繰返しひずみ硬化現象など）が考慮されているため、前述の硬化則を用いたモデルに比べれば実験結果とよく合う結果を得ることができる。これらのモデルの評価については後述する。また、数値計算を基にした詳細な検討結果は、文献8)に紹介されている。充填コンクリートの硬化則については研究がまだ十分ではないが、渡辺らのモデル<sup>14)</sup>が文献8)に紹介されている。

ファイバーモデルは、計算時間はかかるものの、鋼・コンクリート複合構造を含む任意断面に適用でき、また市販の構造解析用ソフトとの接続が容易であるなど汎用性の点において優れている。現在は、計算時間の点で非常に複雑な構造物に対しては適用が限られているが、将来的には、耐震解析はすべてこのモデルを用いて行われるようになると思われる。

### M- $\phi$ モデル

このモデルは、軸力( $N$ )一定の下で $\sigma$ - $\epsilon$ 関係を積分してモーメント-曲率関係( $M$ - $\phi$ 関係)をあらかじめ求めておき、曲げ変形のみを考慮して骨組の耐震解析を行う方法で、道路橋示方書等で採用されているモデルである。この方法は、ファイバーモデルに比べ計算時間は短くてすむが、軸力変動を伴う場合（ラーメン、アーチ等）などの複雑な負荷条件に対しては適用が困難になる。また、塑性理論を適用して断面力( $M$ ,  $N$ )と対応する変形量( $\phi$ ,  $\epsilon_0$ (断面図心の軸ひずみ))の関係で表現する、いわゆる断面力表示型の構

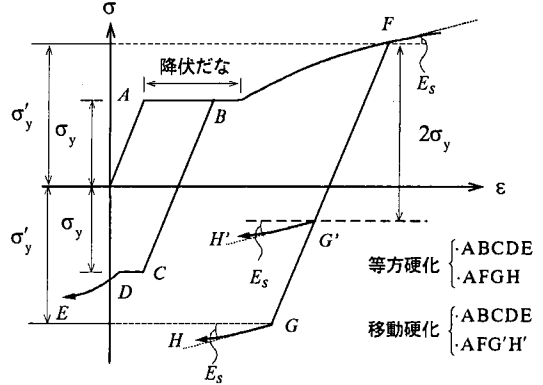


図-4 鋼材の等方硬化則と移動硬化則<sup>8)</sup>

成則<sup>19)</sup>があるが、この構成則も断面形状に依存し、かつ複雑な負荷に対しては精度が落ちるなどの難点がある。現在ではM- $\phi$ モデルは、特にRCの分野で最も多く用いられているようであるが、将来的にはファイバーモデルに移行するものと思われる。

### 1自由度系モデル（H- $\delta$ モデル、パネモデル）

このモデルは、1自由度系（ばね・マスモデル）の鋼製橋脚の地震応答解析において、復元力特性として用いられるものである。復元力特性のモデル化には、骨格曲線（スケルトンカーブ）と履歴法則が必要である。骨格曲線は単調増大荷重下でのH- $\delta$ 曲線、履歴法則は $\sigma$ - $\epsilon$ モデルの硬化則に相当するものである。局部座屈を考慮しない通常のモデル化では、Pushover解析から求められるH- $\delta$ 関係をバイリニア近似し、移動硬化則を用いる図-5(a)のモデルがよく使われる<sup>8)</sup>。一方、局部座屈を考慮する場合は、繰返し載荷実験あるいは<Q・Static><N3>解析から適切なモデル化を行って求められる。頂部に一定軸力と繰返し水平荷重を受ける橋脚モデル実験から得られる履歴曲線には、①塑性化、②ひずみ硬化、③局部座屈、④P- $\Delta$ 効果などの影響が含まれている。この場合には、劣化域が存在するので、例えば、図-5(b)に示す劣化域を含む骨格曲線が用いられる。履歴法則は、強度および剛性が構造物の損傷の進展によって劣化していく状態を適切に表現できる必要があり、これまで提案されているものは多くない。代表的なモデルに、2パラメーターモデル<sup>20)</sup>および損傷度指標に基づく方法<sup>21), 22)</sup>がある。

### (4) 各種解析法の適用限界に対する考察

静的ならびに動的解析に用いられ鋼製橋脚の要素モデルとしては、前述のようにシェルモデル、はりモデルおよび1自由度系モデル等がある。ここではこれらの要素モデルをもとに、<N1>、<N2>解析を実施した場合の適用限界について説明する。

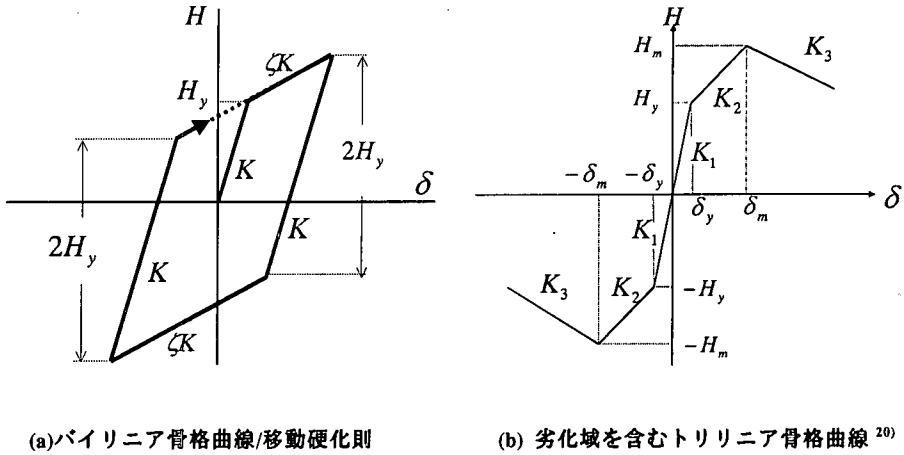


図-5 H-δ履歴曲線

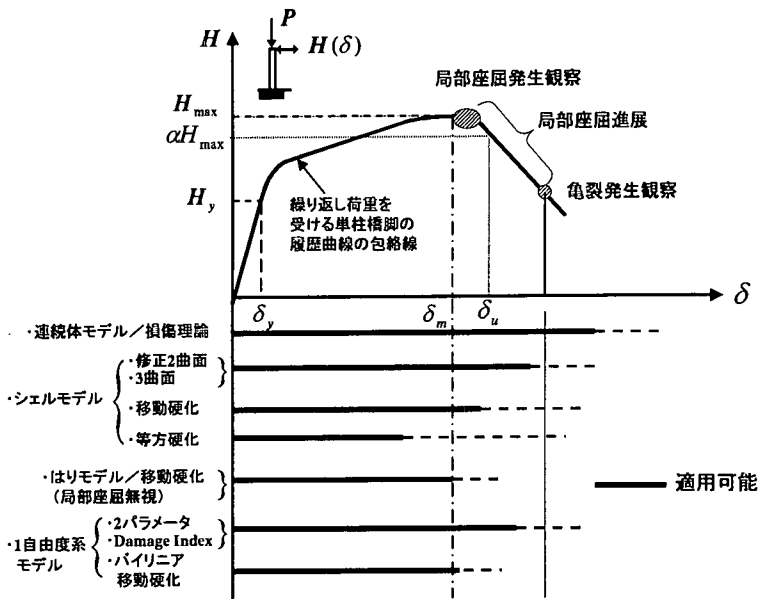


図-6 単柱式鋼製橋脚における各種解析モデルの適用範囲<sup>8)</sup>

繰り返し荷重を受ける単柱式鋼製橋脚の実験から得られた水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線(H-δ関係)と各種モデルの適用範囲の概略を図-6に示す<sup>8)</sup>。H-δ関係がピーク点に到達するまでは、鋼製橋脚には局部座屈はほとんど生じない。ピーク点に到達後、劣化域になると局部座屈が顕著になる。その後、鋼製橋脚の局部座屈が進展し、荷重がさらに低下し、最終的には低サイクル疲労亀裂が発生する。

繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚を疲労亀裂が発生するまでの全領域の挙動を解析的に予測する手法として、損傷理論に基づく連続体要素を用いた有限要素解析が試みられている<sup>23)</sup>。しかし、現状では、亀裂の発生する場所などの予測は可能であるものの、亀裂の発生を定量的に予測するにはさらなる検討が必要で

ある。

局部座屈による鋼製橋脚の劣化挙動を解析するには、シェル要素を用いた非線形解析を実施する必要がある。シェル要素による非線形解析は、多くの非線形有限要素汎用プログラムに準備されており、さらに、修正2曲面モデルや3曲面モデルなどの精度の良い鋼材の繰り返し構成則を組み込めば、鋼材に亀裂が発生する以前の鋼製橋脚の繰り返し挙動を精度良く予測することができる。したがって、単柱式橋脚など、比較的簡単な構造物であれば、実験の代わりに用いることも現在では可能な状態になっている<sup>24)~26)</sup>。一方、汎用プログラムに標準的に準備されている移動硬化則や等方硬化則などの構成則では、繰り返し塑性ひずみが大きくなると精度が低下してくる<sup>25),26),27)</sup>。このた

め、精度が保証される限界は高く、局部座屈が発生した初期の段階までで、それより先の解析については精密性に欠ける。移動硬化則と等方硬化則とは移動硬化則のほうがより鋼材の繰返し挙動に近く、鋼製橋脚の解析結果も実験結果に近い結果を与える。等方硬化則を用いた場合、包絡線がピーク点に到達する以前、すなわち局部座屈が発生する以前に精度が低下する場合がある。この傾向は厚肉の構造に多い。なお、鋼部分にシェル要素を用いる場合、コンクリート充填の鋼製橋脚では鋼板によるコンクリートの拘束効果を考慮するためにコンクリートを3次元連続体要素により解析することになるが、鋼とコンクリート界面の接触問題やひび割れを考慮することによる数値計算の安定性の問題などがある。したがって、充填コンクリートの3次元解析は、十分に実用化されていない。

局部座屈の影響を無視した<N2>解析におけるはりモデルでは、ファイバーモデルや $M-\phi$ モデルいずれも移動硬化則が用いられることが多く、少なくとも、 $H-\delta$ 関係のピーク点までは精度の良い解析が可能である。この領域では、構成則の影響が小さい場合が多く、より精度の良い繰返し塑性モデルを用いても大幅な精度向上は期待できない。また、薄肉鋼断面の局部座屈挙動を軟化型の応力-ひずみ関係として近似的にはり要素の構成則に考慮する試みもなされているが、負勾配を持つ構成則を有限要素解析に用いると、解の要素メッシュ依存性の問題や解の一意性が保証されない問題などが生ずるため、実用化に向けて明らかにしなければならない点もまだ存在する。

1自由度系モデルでは幾何学的非線形性も考慮して復元力モデルが設定される。このとき、復元力モデルとしてバイリニア移動硬化則を用いたモデルにおいては、局部座屈の発生のない包絡線のピーク点までは適用可能であるが、局部座屈領域を含めた解析を行うには2パラメータモデル<sup>20)</sup>や損傷度指標に基づくモデル(Damage index model)<sup>21),22)</sup>などの劣化勾配を持つ復元力モデルを用いる必要がある。1自由度系モデルは、おもに、水平動を受ける単一橋脚への適用に限定され、汎用性はないが計算手続きや計算量が少なくすむので、実務においては多く用いられている。

ラーメン橋脚などの多自由度構造系の解析においても各種モデルの適用範囲は概ね図-6の単柱式橋脚と同様であるが、1自由度系モデルを多自由度構造系の解析に適用することは一般に難しい。多自由度系では水平地震動のみ受ける場合でも、部材の軸力変動を生ずることも多く、はり要素の $M-\phi$ モデルでは軸力変動の影響を考えたモデルを用いる必要があるが、所定の精度を確保するためには単柱の $M-\phi$ モデルに

耐震性能 レベル	構造安全性				
	安全				破壊
	地震後の使用性				
地震動	無損傷	小損傷	中損傷	大損傷	崩壊
レベル1	○	△	□		
レベル2	タイプⅠ	○	△	□	
	タイプⅡ	○	△	□	

○—○ 最重要構造物 △—△ 重要構造物 □—□ 普通構造物  
図-7 要求耐震性能マトリックス<sup>8),28)</sup>

較べ復元力モデルがかなり複雑になることは避けられない。むしろ、材料に関する一軸の応力-ひずみ関係のみ設定すればよいファイバーモデルを用いる方が容易である。ファイバーモデルでは、有限要素分割を行う必要があることと計算量が多いという理由で実務において敬遠されることもあるが、平面解析であれば、非常に複雑な大規模構造物を除いて、計算量はほとんど問題にならない。要素分割については、解の収束性を勘案して決定しなければならないが、基本的には有限要素法解析と同様である。文献<sup>8)</sup>の第5章ベンチマークと解析例で多くの計算モデルと数値解が提供され、その要素分割法についてもある程度説明しているので、参考になるものとする。今後の計算機環境を考慮すると、汎用性のあるファイバーモデルの適用が適当であろう。

### 3. 耐震照査法

#### (1) 要求耐震性能

レベル1地震動に対して、構造物はほぼ無損傷(応答変位が図-6の $\delta_y$ 以内)に収まるように設計される。この設計は周知のように震度法による設計と呼ばれ、許容応力度設計(無損傷限界)によって行われている。レベル2地震動に対しては、種々な限界状態に対して耐震性照査が行われる。第1に、構造安全性に対する照査であり、限界状態は構造物の終局限界( $\delta = \delta_u$ )に対して定められる。第2に、無損傷限界と終局限界の間( $\delta_y \leq \delta \leq \delta_u$ )に損傷限界を設定し地震後の使用性に対する照査が設けている。これは地震後の機能保持および復旧期間などを照査するものである。構造物の重要度に応じて要求耐震性能を区分した

表-4 解析方法に基づく耐震照査法の分類

略 称	求める量	性能照査 応答値(S) ≤ 限界値(R)						適用限界	
		構造安全性			地震後の使用性				
		保有耐力法 $\frac{k_h W}{Z} \leq H_y$	変形照査法			変形照査法			
			変位 $\delta_{max} \leq \delta_u$	曲率 $\phi_{max} \leq \phi_u$	ひずみ $\epsilon_{max} \leq \epsilon_u$	残留変位	変位		ひずみ
① 経験式に基づく方法	S	・動的解析 ・経験則	—	—	$\delta_{max}$ より推定	$\delta_{max}$	—	中心軸圧縮単柱式鋼製橋脚(1自由度系)のみ適用可能	
	R	経験式	—	—	規定値				
② 静的解析に基づく方法	S	・経験則 ・所要降伏震度スペクトル	—	—	$\delta_{max}$ より推定	$\delta_{max}$	—	1自由度系構造物のみ適用可能	
	R	Pushover解析+破壊基準	—	—	規定値				
③ 静的/動的解析の併用法	S	—	動的解析		・動的解析 ・ $\delta_{max}$ より推定	$\delta_{max}$	動的解析	多自由度系構造物にも適用可能だが、基本モード卓越が前提	
	R	—	Pushover解析+破壊基準		規定値				
④ 動的解析に基づく方法	S	—	—	動的解析	・動的解析 ・ $\delta_{max}$ より推定	$\delta_{max}$	動的解析	任意の構造物に適用可能	
	R	—	—	破壊基準	規定値				

(注) 1.経験則：エネルギー一定則、変位一定則など弾性応答値から非弾性応答値を予測する方法  
 2.経験式：実験あるいは解析結果の統計的処理により得られた予測式  
 3.Z=荷重低減係数(例えば、エネルギー一定則の場合は、 $Z = \sqrt{2\mu - 1}$  ( $\mu$ =塑性率))

ものが要求耐震性能マトリックスであり、その一例を図-7に示す<sup>8),28)</sup>。表中の無損傷～崩壊の内容については、文献8)に記載されている。

(2) 照査指標および性能照査法

式(1)に示した応答値Sは設計地震動によって構造物に生ずる応答で、慣性力、断面力、変位、曲率、ひずみなどで、選択した照査指標(照査に用いる量)に基づきこの内の1つが選択される。限界値RはSに対応する照査指標となる。耐震照査で用いられるSとRの照査指標の例は表-1の注に示されている。

耐震性能照査は、動的挙動に対する照査であるから、死・活荷重に対する安全性照査と異なり、“力”で考える保有耐力照査より、“変形”で考える変形照査の方が分かりやすい。最近の耐震規準・指針では最大強度点(図-6の $H_{max}$ )は必ずしも構造安全性に対する限界状態ではなく、 $H_{max}$ より荷重が低下した $\alpha \cdot H_{max}$ (例えば、 $\alpha = 0.95$ )を終局点としているものが多い<sup>8)</sup>。したがって、例えば、地震による最大応答変位 $\delta_{max}$ が終局点に対応する変位 $\delta_u$ より小さければ安全と考える変形照査法の方が合理的かつ明解である。

鋼構造物の場合は、安全性照査は一般に、変位あるいは有効破壊長領域における平均ひずみ<sup>6),8)</sup>で照査す

る方法が推奨される。変位による照査は、照査すべき変位の位置が明らかな単柱式橋脚、長方形ラーメン橋脚などに用いられるが、複雑な橋梁システムではどの点の変位を照査すべきか分からない場合がある。そのときは、ひずみあるいは曲率による照査が考えられるが、鋼構造物の終局点は構成要素の局部屈曲によって決まる場合が多いため、曲率よりも要素の平均ひずみで行うほうが精度は良くなる。なお、1点のひずみで照査する方法も考えられるが、ファイバーモデルを用いると敏感すぎるといふ報告もあるので、平均ひずみを用いるのがよいと考えられる。

地震後の使用性照査は残留変位で行われているが、後述のように最大応答変位、曲率、ひずみによって代用することもできる。そのうち、推奨される照査指標は安全性に対する照査と同じ理由で変位あるいはひずみである。

(3) 構造安全性に対する照査法

式(1)のS,Rは表-1に示した耐震解析法、経験則、あるいは経験式によって求められる。S,Rの求め方の組み合わせによって耐震照査法は表-4のように4種類に分類されよう<sup>8)</sup>。以下にそれぞれの耐震照査法の概要を説明する。実際の照査は安全係数を考慮しての設計値(それぞれ、 $S_d, R_d$ )を決めるが、以下の議



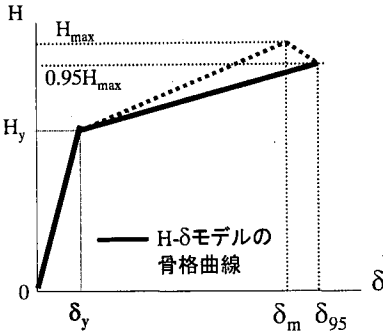


図-8 H-δモデルの骨格曲線

論では安全係数は対象にしないものとする。

#### a) 経験式に基づく方法

この方法は、実験あるいは高度な解析(Static) (N3), (Q, Static) (N3)) によって求められた  $H-\delta$  関係の経験式を基に、動的解析あるいは経験則によって応答値  $S$  を求め、先の  $H-\delta$  関係の経験式で定められている限界値  $R$  により耐震照査を行う方法である。現在のところ  $H-\delta$  関係の経験式が定められているのは、単柱式で上部構造重量が橋脚の中心軸に作用するコンクリート無充填の鋼製橋脚に限られている。この  $H-\delta$  関係の経験式では図-8 に示すような最大荷重  $H_{max}$ 、最大荷重変位  $\delta_m$ 、95%強度点の変位  $\delta_{95}$  の推定式は、無補剛箱形断面、補剛箱形断面、パイプ断面鋼製橋脚に対して種々のパラメータの関数として文献8) に示されている。

#### [応答値 $S$ の計算]

動的解析：図-8 の実線を  $H-\delta$  モデルの骨格曲線として、移動硬化則を仮定して復元力モデルを作成し、1自由度系の地震応答解析を実施して最大応答変位  $\delta_{max}$  を求めるのがよい。局部座屈による劣化を考慮した2パラメータモデル<sup>20)</sup>や損傷度指標モデル<sup>21), 22)</sup>による1自由度系応答解析モデルもここに分類される。

経験則：図-8 の骨格曲線を用い、各種の経験則(エネルギー一定則、変位一定則など)を仮定して最大応答変位を求めることができる。しかし、一般には動的解析の方が精度はよいので、動的解析を実施するのがよい。

#### [限界値 $R$ の計算]

終局点として95%強度点を採用すると、 $\delta_{95}$  の推定式から限界値  $R = \delta_u$  を求めることができる。

#### [適用範囲]

- ① 単柱式橋脚
- ② 上部構造重量が橋脚の中心軸に作用する場合。
- ③ コンクリート無充填橋脚
- ④ 補剛箱形、無補剛箱形およびパイプ断面橋脚

#### b) 静的解析に基づく方法

この方法は、Pushover 解析を基本にした方法で、新技術報告書<sup>6)</sup>および現行の道路橋示方書<sup>7)</sup>で用いられている手法である。この方法は、1自由度系にモデル化できる構造を対象としたもので、ゴム支承、免震支承を有するコンクリート部分充填あるいは無充填橋脚にも適用可能である。Pushover 解析および復元力モデルの作成方法は文献8) に詳述されている。

#### [応答値 $S$ の計算]

応答値  $\delta_{max}$  は、Pushover 解析結果を基にエネルギー一定則などの経験則、あるいは、所要降伏震度スペクトル<sup>29)</sup>によって算定する。

#### [限界値 $R$ の計算]

表-1 の (Static) (N2) 解析に基づく Pushover 解析結果に破壊規準を導入して、構造物の  $H-\delta$  関係を求め、終局変位  $\delta_u$  を求める。破壊規準公式、すなわち破壊ひずみの算定式は実験あるいは部材セグメントに対する解析 (Static) (N3) あるいは (Q, Static) (N3) から定められるが、板要素、無補剛および補剛箱形断面、パイプ断面に対しては、文献8) にまとめられている。

#### [適用範囲]

- ① 単柱式およびラーメン橋脚 (1自由度系構造物)
- ② 上部構造重量が橋脚に対して偏心も可。
- ③ コンクリート無充填および部分充填橋脚。
- ④ 補剛箱形、無補剛箱形およびパイプ断面橋脚。他の断面形では、破壊基準の整備が必要。

#### c) 静的/動的解析併用方法

この方法は、「静的解析法に基づく方法」と同じく限界値  $R$  を算定するため Pushover 解析を行うが、応答値  $S$  を動的解析から求めるところに相違がある。また、基本モード卓越の多自由度構造物にも適用可能である。したがって、エネルギー一定則などの経験則の適用により応答値算定の精度が悪くなる場合を避けることができる。

#### [応答値 $S$ の計算]

多自由度系構造物(MDOF)を、モード解析と同じような手法により等価な1自由度系構造物(ESDOF)に置き換え、ESDOFの弾塑性地震応答解析から応答変位を求め、それをMDOFの応答値に変換して算定する。この手法は基本モード卓越が前提であり、照査の流れを図-9に示す。ここで、右肩に\*が付いた量は、ESDOFの量であることを示す。詳細については文献8), 30)を参照されたい。当然のことであるが、1自由度系にモデル化が可能な構造物に対してもこの手法は適用できる<sup>31)</sup>。その際には、MDOFからESDOFへの変換は不要になる。この方法は、基本モード卓越が基本条件である

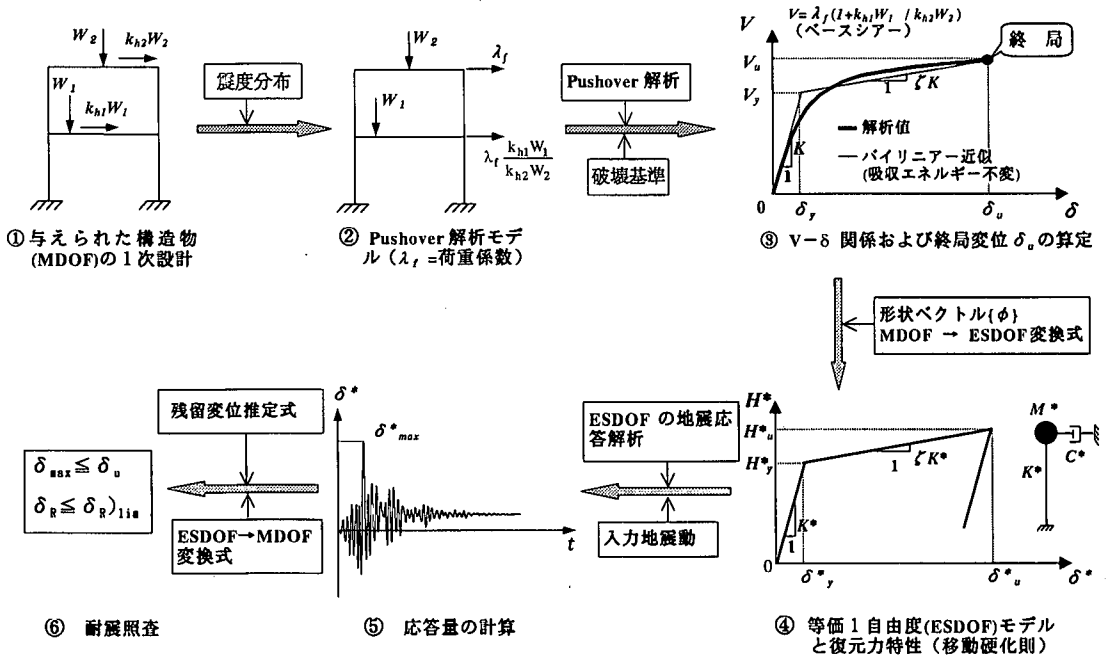


図-9 等価1自由度モデルによる耐震照査法の流れ<sup>30)</sup>

が、1～3層のラーメン橋脚の面内挙動および4径間連続橋の面内および面外挙動に対して検討した結果によれば、次の条件を満足すれば ESDOF により MDOF の応答を精度よく推定できる<sup>32)</sup> (Appendix 参照)。

$$\frac{M_{\text{eff},1}}{M_{\text{Total}}} > 0.75 \quad (5)$$

ここで、 $M_{\text{eff},1}$  は基本モードの有効質量<sup>29)</sup>、 $M_{\text{Total}}$  は上部構造の全質量である。

[限界値  $R$  の計算]

Pushover 解析により、全水平力(ベースシア)と代表点の水平変位関係を求め、破壊基準を導入して限界値(終局変位, 保有耐力)を求める。この際、多自由度系構造物では慣性力が2つ以上あり、それをどのような比率で(すなわち、震度をどのような比率で)増加させていくかが問題となってくる。文献 30), 32) では橋梁構造物に対して簡単な震度一様分布で問題がないことが示されている。

[適用範囲]

- ① 多層ラーメン橋脚まで適用可能。ただし、基本モード卓越が前提。基本モード卓越の条件は式(5)で与えられる。
- ② コンクリート無充填および部分充填橋脚。
- ③ 補剛箱形、無補剛箱形およびパイプ断面橋脚。他の断面形状では、破壊基準の整備が必要。

d) 動的解析に基づく方法

この方法は計算時間がかかるが、汎用性がありどの

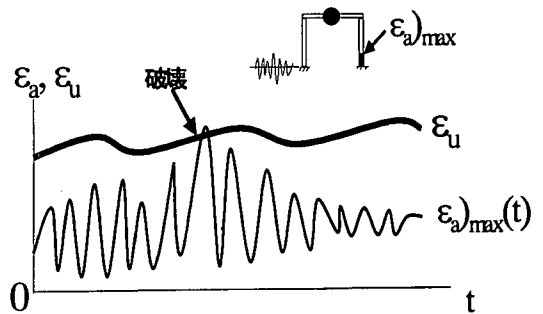


図-10 動的解析に基づく照査法のイメージ図

様な構造物にも適用可能である。この方法による耐震照査のイメージは図-10に示すとおりである。ラーメン橋脚およびアーチ橋に対する適用例が文献 8), 33) に記載されている。

[応答値  $S$  の計算]

はり要素を用いて多自由度系の弾塑性地震応答解析を実施して、最も危険な(応答ひずみが最大の)部材セグメントの有効破壊長領域<sup>6)</sup>における平均ひずみの時刻歴  $(\epsilon_a)_{\text{max}}(t)$  を求めると、それが応答値  $S$  となる。

[限界値  $R$  の計算]

この場合の限界値  $R$  は破壊ひずみ  $\epsilon_u$  そのものであり、応答値としての  $(\epsilon_a)_{\text{max}}(t)$  がこれを上回らなければ安全ということになる。なお、破壊ひずみは一般に軸力の関数であるため、時刻  $t$  と共に変動することとなる。

表-5 残留変位制限値以内に収めるために必要な応答塑性率の最大値

$h/\delta_R$	100	150	200	300
コンクリート無充填	5.31	4.01	3.39	2.80
コンクリート部分充填	9.41	5.91	4.35	2.95

(注) 表中の値は応答塑性率

(4) 地震後の使用性に対する照査法

新技術報告書<sup>6)</sup> および道路橋示方書<sup>7)</sup> では、地震後の使用性は残留変位を用いて照査される。ここでは、残留変位の算定手法についてまず述べ、その後残留変位を用いない照査方法について案を示す。

a) 残留変位によって照査する方法

残留変位は動的解析を実行すれば直接算定できるが、構成則の影響を強く受けるため精確な構成則を用いなければならない<sup>8)</sup>。最も簡単なバイリニア/移動硬化則を用いた場合でも最大応答変位はかなりの精度で予測できることが多いが、残留変位の予測精度は一般に非常に悪くなる。したがって、繰り返し解析用の高度な構成則を使わないときには、残留変位は最大応答変位  $\delta_{max}$  の値から実験あるいは精密な解析から求められた推定式によって算定するのがよい。文献8)にはコンクリート充填および無充填鋼製橋脚に対して、高度な構成則を用いた動的解析およびハイブリット地震応答実験の結果から定めた残留変位の予測式がまとめられている。

b) 最大応答塑性率(変位)によって照査する方法

残留変位の推定式で与えられるように残留変位と最大応答変位には相関関係があるので、残留変位に代えて最大応答変位によって使用性の照査をすることも可能である。これは、鉄道構造物等設計標準<sup>34)</sup>の考え方でもある。文献8)に記載されている単柱式橋脚の残留変位推定式は以下のようなものである。これらの式においては、残留変位が橋脚の高さ  $h$  で無次元化され、降伏変位で無次元化された従来の式より使いやすい形になっている。

コンクリート無充填橋脚

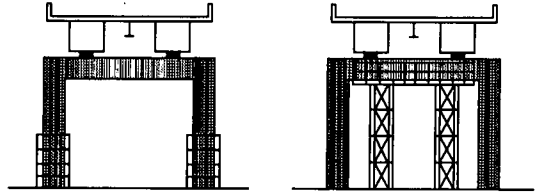
$$\frac{\delta_R}{h} = \frac{1}{200} \left( \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \right)^{0.75} - \frac{3}{400} \quad (S_R = 0.00339) \quad (6)$$

コンクリート部分充填橋脚

$$\frac{\delta_R}{h} = \frac{1}{400} \left( \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \right)^{0.7} - \frac{1}{500} \quad (S_R = 0.00303) \quad (7)$$

上式は平均値曲線であり、 $S_R$  は標準偏差を表す。

残留変位の予測式(6),(7)から、残留変位を制限値以内に収めるために必要な応答塑性率(変位)の最大値を計算した結果は表-5に示すようになる。道路橋示方書の残留変位制限値  $h/100$  に収めるためには、応答塑性率は、コンクリート無充填の場合には5.31以



(a) 柱の点検・補修

(b) はりの点検・補修

図-11 橋脚の点検・補修

内、コンクリート充填の場合には9.41以内に収める必要があることを示している。

c) 応答ひずみによって照査する方法

この方法は実用化されていないが Caltrans<sup>35)</sup>で検討されている方法である。この方法は弾塑性地震応答解析により、最も危険な断面のひずみ(または曲率)の時刻歴をモニターし、それをある制限以内に収めることにより地震後の使用性の照査を行う方法である。この方法は基本的に応答塑性率で照査するのと同じであるが、より汎用性のある方法である。ただし、残留変位による照査は上部構造の地震後の機能保持を照査する意味も含むと思われるが、応答ひずみによる照査は部材の補修性に着目した照査と言えよう。この方法は、大地震時に上部構造物(吊橋主塔、斜張橋主塔、アーチ橋など)に多少の降伏を許容する設計法を導入する際に有力となる照査方法で、今後の検討課題でもある。

4. 鋼製ラーメン橋脚の耐震設計コンセプト

ラーメン橋脚を設計するためには前章に述べた、静的解析に基づく方法、静的/動的解析の併用法、動的解析に基づく方法が適用可能である。ここでは不詳定構造物であるために考えなくてはならない設計コンセプトについて触れる。

(1) 柱とはりの損傷順序

建築物では Strong Column/Weak Beam と言われ、建物を自立させるために重要な柱は損傷させず、それぞれの床のみを支えているはりを損傷させてエネルギー吸収するという考え方がある。

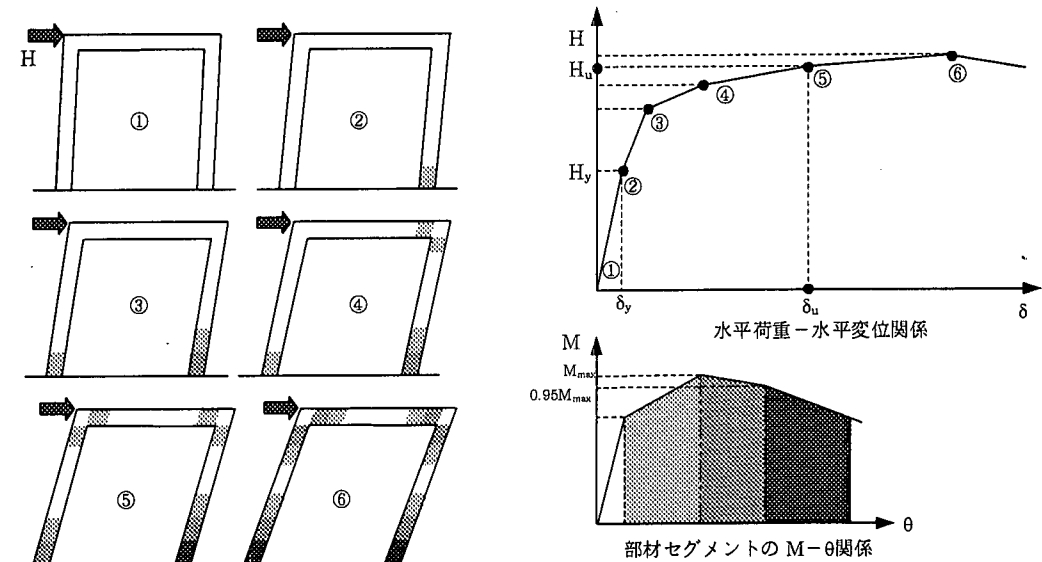


図-12 ラーメン橋脚の損傷イベントとH- $\delta$ 曲線（イメージ）

橋脚も倒壊してはならないが、建築物とは置かれている状況が相違している。まず、① はりの下には道路などの施設が存在することが多い、② はりに積載する荷重は上部構造からの大きな集中荷重であって、移動したり取り除くことは困難である、③ 層の高さは建物と比べると高い、などである。これらの相違点から図-11に示すように地震後の点検・補修のためには、はりよりも柱を損傷させた方がよさそうである。しかしながら、橋脚が倒壊するほどの大きな損傷は許されるものではなく、補修可能な損傷レベルにおいては柱の方を損傷させた方がよいということである。ただし異なる状況の場合、例えば荷重が載荷されない中間はりには損傷させた方がよいこともあり得るので、条件に応じて考えることが肝要である。

## (2) 終局限界の設定

部材セグメントの破壊基準（破壊ひずみ算定式）は、図-12中に示す  $M-\theta$  曲線（ $\theta$ =部材セグメントの回転角）にあるようにセグメントの断面力が最高荷重点から95%点まで下った所を終局と定義したものである。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、最高荷重から95%程度の点では繰り返し数の影響を余り受けけないこと、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。

静定構造である単柱橋脚は、基部または断面変化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。不静定構造であるラーメン橋脚も同様に、すべての部材セグメントの中であるセグメントが

最初に破壊基準に達した時を全体の終局状態とみなすのが最も簡単な定義と考えられる。そ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-12は門形ラーメンの損傷イベントとH- $\delta$ 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かなり増大していく。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）、このときをラーメン橋脚全体の終局とみなす。しかし、ラーメンは崩壊メカニズムを形成しておらず、まだ荷重を増加することができる。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  $M-\theta$  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。図-12でラーメンの終局定義点⑤は⑥に比べ安全側であり、⑥を期待しないのは不経済と思われるかもしれない。しかし、⑥を期待しない理由は、1) 局部座屈による強度劣化を考慮する解析〈N3〉は、まだ高度であり実用の設計には適さないこと、2) ⑤より変形が進むと、最初に終局点に達した箇所局部座屈変形が集中し、⑤の状態からの強度と変形能の大きな上昇は望めないためである。このことは、断面が薄肉になればなるほど顕著になる。

## 6. 結 言

損傷過程を考慮した性能照査型の耐震設計法の導入により、鋼構造物の非線形数値解析法および照査

法の整備はますます重要になってくる。本論文では、それらの2つの課題に関する研究の現状を整理し、著者らの主観を交えながら各手法の評価を行った。

鋼構造物の耐震解析法に関しては、解析の種類(静的、静的繰返し、動的)、幾何学的非線形性、および材料的非線形性に応じて11種類に分類した(表-1)。設計レベルでは、はり要素によるPushover解析<Static><N2>および弾塑性時刻歴応答解析<Dynamic><N2>が基本であり、局部座屈は解析で考慮せずに終局状態の判定で考慮する立場を明確にした。また、静的繰返し、あるいは動的解析においては、構成則の選択が非常に重要であることを述べ、要素モデルと構成則を組み合わせた各種解析モデルの適用限界を明確にした(図-6)。

耐震性能の照査は、構造安全性と地震後の使用性について行うことを示した。構造安全性照査は“力”を用いる保有耐力法より“変形量”特に変位あるいはひずみを指標として用いる変形照査法の方が優れていることを示した。地震後の使用性照査は残留変位によって行われているが、残留変位を正確に求めることが困難な現状から、構造安全性照査と同じように、最大応答変位およびひずみに基づく変形照査法も提示されている。

耐震照査法は使用する解析方法に基づいて4種類に分類し、各方法の特徴を概説した(表-4)。基本モードが卓越する構造物に対しては、限界値RをPushover解析、応答値Sを1自由度系の動的解析で求める静的/動的解析併用法が優れている。高次モードの影響が大きい多自由度構造物の場合は、<Dynamic><N2>解析による地震応答解析を実施し、その終局判定に破壊基準(破壊ひずみ)を導入する動的解析法が有望であることを示した。

次に、ラーメン橋脚などの不静定鋼構造物の耐震設計のコンセプトとして、地震後の点検補修を考慮して柱の損傷を優先するのがよく、構造物の終局限界は1つの部材セグメントが終局限界に達したときとするのが現実的であることを示した。

最後に、鋼構造物の耐震・免震設計の高度化のために必要とされる研究課題<sup>9)</sup>をまとめて結びとしたい。

- (1) 単柱形式の鋼製橋脚に対する耐震設計法は、ほぼ確立された感がある。今後は、ラーメン橋脚、アーチ橋、斜張橋、吊橋等の多自由度系構造物に対する終局耐震設計の開発に進むべきである。また、ラーメンはり腹板および隅角部の変形限界性能の解明と設計法の開発に研究の余地がある。
- (2) 単柱形式においても、逆L型橋脚に代表されるような異形な構造形式を有し、曲げ変形挙動

のみばかりでなく、質量あるいは剛性偏在によるねじり変形の影響も考慮しなければならない橋脚の耐震設計法の整備が望まれる。

- (3) 耐震性能向上のため、高架橋の多くは、上部構造を連続化し、多径間連続橋梁として設計されることが多くなった。このような形式においては、金属・ゴム・免震支承、制震装置、落橋防止装置のモデル化、特に、多径間連続橋の各橋脚上での最適な反力分散方法の基本的考え方などを明確にすべきである。
- (4) 上部、下部、基礎、支承および落橋防止装置など橋梁全体を総合的に考え、橋梁システム全体の耐震性能の評価基準を明らかにするとともに、バランスの取れた耐震設計法を開発していく必要がある。
- (5) アーチ橋、特に、中路式・上路式アーチ橋の耐震照査法の開発を早急に進めなければならない。
- (6) 長周期構造物である斜張橋および吊橋においては、現在降伏を許さない設計法をとっているが、大地震時には、部分降伏を認めるような基準の可能性を検討して、経済的な設計が進められるかどうかの研究が不可欠である(上部構造の損傷許容設計)。
- (7) アンカー部および基礎は橋脚の保有耐力を上回る耐力をこれらの部材に持たせるという現行設計法の考えから離れ、橋脚のDemand(応答値)を基本に、それに多少の余裕を持たせたCapacity Designの可能性を追求することも必要である。
- (9) 地震動は、水平2方向および上下動を加えて、合計3方向地震動として考えるべきである。現行の道路橋示方書では、各水平方向の地震動の重ね合わせに関しては、何ら規定されていないが、諸外国の基準では、多方向地震動入力に対する耐震設計が取り入れられている。
- (10) 来るべき性能照査型設計法の導入に備えて、設計法の整備はもとより、構造物の性能評価法として繰返しおよびハイブリッド地震応答実験手法の標準化を推し進めるべきである。
- (11) 鋼製橋脚の終局限界に関連して、繰返し荷重下での鋼製橋脚の亀裂発生過程の解析および崩壊に至る詳細な解析手法の確立が急がれるべきである。
- (12) 高架橋システムの解析においては、固定・可動支承、水平反力分散型のゴム支承、免震支承などをモデル化する必要があるが、それらの復元力特性の骨格曲線や履歴法則に関するデータ

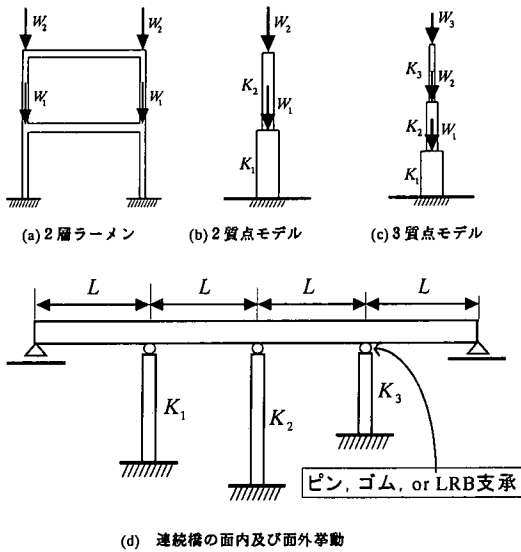


図-13 等価1自由度系モデルの適用範囲を調べるための構造

の蓄積を早急に行う必要がある。同様に、耐震連結装置、桁間衝突などのモデル化に必要な復元力特性に関するデータの蓄積が望まれる。

- (13) 制震構造として、柔剛混合構造の採用が有望と考えられる。例えば、主体構造は、ほぼ弾性範囲にとどまり、付加的構造系が制震ダンパーとして機能し、塑性変形などによるエネルギー吸収、ひいては残留変形の低減へと結び付けようとするものである。
- (14) 新素材、高機能鋼材などを活用した新しい構造形式の開発を一層進めるべきである。例えば、剛性部材と有効なエネルギー吸収部材とを組み合わせたハイブリッド構造は、地震後の残留変形を小さくするのに効果がある。

謝辞：この展望論文は、文献8)の報告書を基に執筆されたものである。報告書作成にご協力いただいた日本鋼構造協会・次世代土木鋼構造研究特別委員会・鋼橋の耐震設計小委員会と土木学会・鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会の委員諸氏に感謝する。特に、2.(4)の内容は、名古屋工業大学の後藤芳顕教授の執筆部分を、同教授の許可のもとで、引用させていただいた。最後に、日本鋼構造協会の調査研究活動を支援していただいた(社)鋼材倶楽部に深謝したい。

#### APPENDIX 等価1自由度系モデルの適用限界

等価1自由度系モデルによる手法は、基本モード卓越が前提であり、すべての構造物に精度よく適用で

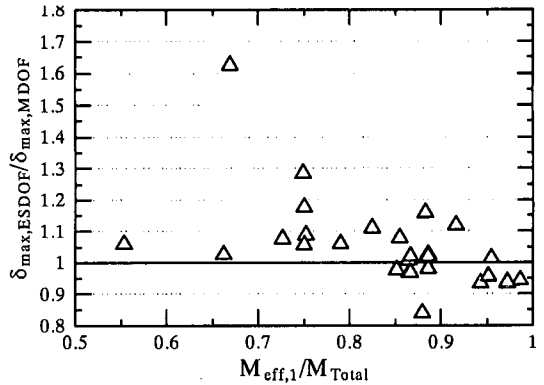


図-14 等価1自由度系の解の精度 (△:解析値)

きるわけではない。Krawinkler<sup>36)</sup>によれば、建築用長方形ラーメン構造物の場合には、5層までは1次モードが卓越し、等価1自由度系モデルに置換する方法が有効であるとしている。土木構造物および設計法は、① 低層である、② 上部構造重量が下部本体重量に比べ非常に大きい、③ 桁の強度、剛性が柱に比べ大きい(建築は逆)④ 終局状態が局部座屈で決まる場合が多い、⑤ 残留変位を算定する必要がある、など建築構造およびその設計法と異なる点が多々ある。

等価1自由度モデルの妥当性は図-13に示すような2層のラーメン橋脚および2および3質量の片持柱モデルの面内挙動および4径間連続橋の面内および面外挙動に対して検討されている<sup>32)</sup>。図-14に示す計算結果(縦軸は、等価1自由度系モデルによる最大応答変位と修正2曲面モデルを用いて多自由度系として計算した最大応答変位の比)によれば、概略、式(5)の条件を満足すれば等価1自由度系モデルにより多自由度系構造物の応答を精度よく推定できるようなのである。図-14の構造物における等価1自由度モデルの精度に関して、概略次のような傾向にある。図-13(a)~(c)において上層の質量が下層の質量に比べ大きい、いわゆるトップヘビー構造物の場合には、一般に精度はよい。しかし、下層の質量が上層の質量に比べ大きくなるほど精度が低下する。図-13(d)の橋軸方向(面内)挙動は、桁の軸方向剛性が一般に橋脚の曲げ剛性に比べて非常に大きく、システム全体がほぼ1自由度系の挙動をするため、等価1自由度系の精度は非常によい。一方、橋軸直角方向(面外)の挙動については、桁の面外曲げ剛性( $K_1$ )が橋脚の面外曲げ剛性に比べて小さく、かつ橋脚の剛性が極端に異なってくると精度が低下してくるようである。

#### 参考文献

- 1) 土木学会構造工学委員会：鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、1997.7.

- 2) 土木学会鋼構造委員会：第2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，1998.11.
- 3) 土木学会鋼構造委員会：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，2000.1.
- 4) 土木学会鋼構造委員会：第2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シンポジウム報告書，1999.3.
- 5) 土木学会鋼構造委員会：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シンポジウム報告書，2000.5.
- 6) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996.7.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・V耐震設計編，1996.12.
- 8) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会，日本鋼構造協会・次世代土木鋼構造研究特別委員会・鋼橋の耐震設計小委員会：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，2000.4.
- 9) 崎元達郎，渡辺浩，富田聡，中島貴太：繰り返し水平力を受ける鋼柱の終局挙動の簡易解析法，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.111-116，1997.
- 10) 坂野茂，宇佐美勉，水野英二：修正2曲面モデルによる板要素の繰り返し圧縮・引張弾塑性有限変位解析，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.1-15，1995.1.
- 11) ECCS: Essentials of Eurocode 3, Design Manual for Steel Structures in Building, 1991.
- 12) ATC-32: Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, 1996.
- 13) 唐嘉琳，日野伸一，黒田一郎，大田俊昭：コンクリート充填円形鋼管柱を対象とした鋼管とコンクリートの応力-ひずみ関係のモデル化，鋼構造論文集，Vol.3，No.11，pp.35-45，1996.
- 14) 渡辺浩，崎元達郎，千場幸輝，大西俊一：コンクリート充填鋼管構造の終局挙動の簡易解析法，構造工学論文集，Vol.43 A，pp.201-210，1998.
- 15) 皆川勝：構造用鋼材の弾塑性履歴挙動のモデル化とそれの構造部材への応用，武蔵工業大学学位論文，1988.
- 16) Shen, C., Mizuno, E. and Usami, T.: A Generalized Two-Surface Model for Structural Steels under Cyclic Loading, Structural Eng./ Earthquake Eng., Vol.10, No.2, pp.59s-69s, July, 1998.
- 17) 後藤芳願，王慶雲，高橋宜男，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.
- 18) 西村宜男，小野潔，池内智行：単調載荷曲線をもとにした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成則，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.27-38，1995.
- 19) Mizuno, E. and Liu, Q.Y.: A Two-surface Model in Force Space for Steel Members, Journal of Constructional Steel Research, Vol.48, pp.107-122, 1998. 11.
- 20) 鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤努，才塚邦宏：鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No.549/I-37，pp.191-204，1996.10.
- 21) 金田一智章，宇佐美勉，Kumar, S.: Damage Indexに基づく鋼製橋脚の復元力特性，構造工学論文集，Vol.41A，pp.667-678，1998.3.
- 22) Liu, Q., Kasai, A. and Usami, T.: Comparative Study of Four Hysteretic Models for Pipe-section Steel Bridge Piers, Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol.16., No.1, pp.11-24. October, 1999.
- 23) 小畑誠，水谷明嗣，後藤芳願：鋼構造の延性破壊の有限要素法解析への導入に関する基礎的検討，土木学会論文集，No.626/I-48，pp.185-196，1999.
- 24) 葛漢彬，高聖彬，宇佐美勉，松村寿男：鋼製パイプ断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究，土木学会論文集，No.577/I-41，pp.181-190，1997.10.
- 25) 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.44 A，pp.201-210，1998.3.
- 26) 後藤芳願，王慶雲，高橋宜男，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.
- 27) 大田孝二，中村聖三，小林洋一，中川知和，水谷慎吾，野中哲也：鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性，橋梁と基礎，Vol.31，No.12，pp.33-39，1997.
- 28) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会：鋼構造物の性能照査型耐震設計法，2000.4.
- 29) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1981.
- 30) 宇佐美勉，鄭沂，葛漢彬：Pushover解析と等価1自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法，土木学会論文集，No.626/I-48，pp.231-240，1999.7.
- 31) 中島章典，深山大介，大塚久哲，佐藤貴志，鈴木基行：鋼製橋脚の弾塑性最大応答変位推定法について，土木学会論文集，No.570/I-40，pp.297-304，1997.
- 32) Zheng, Y., Usami, T. and Ge, H.: A Seismic Design Methodology for Thin-walled Steel Structures Through the Pushover Analysis, NUCE Research Report, No. 2001, Department of Civil Engineering, Nagoya University, 2000.10.
- 33) 巢山藤明，落合稔，野中哲也，真子幸也，坂本佳子：ファイバーモデルを用いた鋼構造物の耐震設計法に関する一考察，橋梁と基礎，pp.32-40，2000.9.
- 34) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・解説（耐震設計），丸善，1999.8.
- 35) 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.
- 36) Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K.: Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, Engineering Structures, Vol. 20, No. 4-6, pp. 452-464, 1998.

(2000.10.23受付)