

4. 鋼橋の耐震設計法に対する基本的考え方

従来の耐震設計法では、レベル1地震動（中小地震）に対しては無損傷、レベル2地震動（大地震）に対しては崩壊を免れるという2つの規定しか設けられてこなかった（Non-collapse based seismic design）。それに対し、最近の規準では、その中間に設計地震動および構造物の重要度に応じて許容できる損傷度、すなわち地震後に必要とされる性能を規定した基準が設けられるようになってきた（性能照査型耐震設計基準-Performance based seismic design）。この章では、大地震を対象とした耐震設計（2次設計）に関して、本報告書で提案する性能照査型の設計法の基本的考え方について述べる。

4.1 基本概念

2次設計法の概念について、一般的な構造物に対する性能照査型設計法の基本設計フローを耐震設計に適用したフロー（図4.1.1）に従って説明する。性能照査型設計法の詳細については、第1分科会の報告書〔土木学会, 2000a〕を参照されたい。

項目①：与えられた設計地震動および構造物の重要度に応じて構造物に付与すべき耐震性能を**要求性能**と定義し、それを**要求耐震性能マトリックス**から選択する。同時に、設定すべき限界状態の選定を行い、**評価性能**および**照査指標**（力、変位、曲率、ひずみ、など）を選定する。

項目②：構造物の諸元を与える。ただし、2次設計では既に1次設計で構造物の寸法が決められているので改めて与える必要がない。

項目③：構造物の応答値 S （外力によって構造物に生ずる慣性力、断面力、変位、曲率、ひずみ、など）およびそれに対応する限界値 R （構造物が保有する耐震性能で、保有耐力、終局強度、終局変位、終局曲率、終局ひずみ、など）の解析/実験方法を選択する。解析の場合には、必要ならば初期不整（残留応力、初期たわみ等）などの選定も含む。

項目④：項目③の解析に用いる構造材料の設計値であり、必要ならば動的解析用の構成則（応力-ひずみ関係）または復元力特性（力-変位関係）を与える。

項目⑤：選択した解析/実験ツールにより S と R を求める。

項目⑥： S , R より安全係数を考慮してそれぞれの設計値 S_d , R_d を算定する。

項目⑦： S_d , R_d を比較することにより性能照査を行う。

項目⑧：設計された構造物に付与されている耐震性能を公開する。

以下の節では、このフローに従って2次設計を実施する場合に必要な情報をまとめておく。

4.2 要求性能

4.2.1 要求耐震性能マトリックス

要求耐震性能マトリックスは、縦軸に外力（設計地震動）、横軸に構造物に要求される性能（耐震性能）をとり、構造物の重要度をパラメータにとって表される。このマトリッ

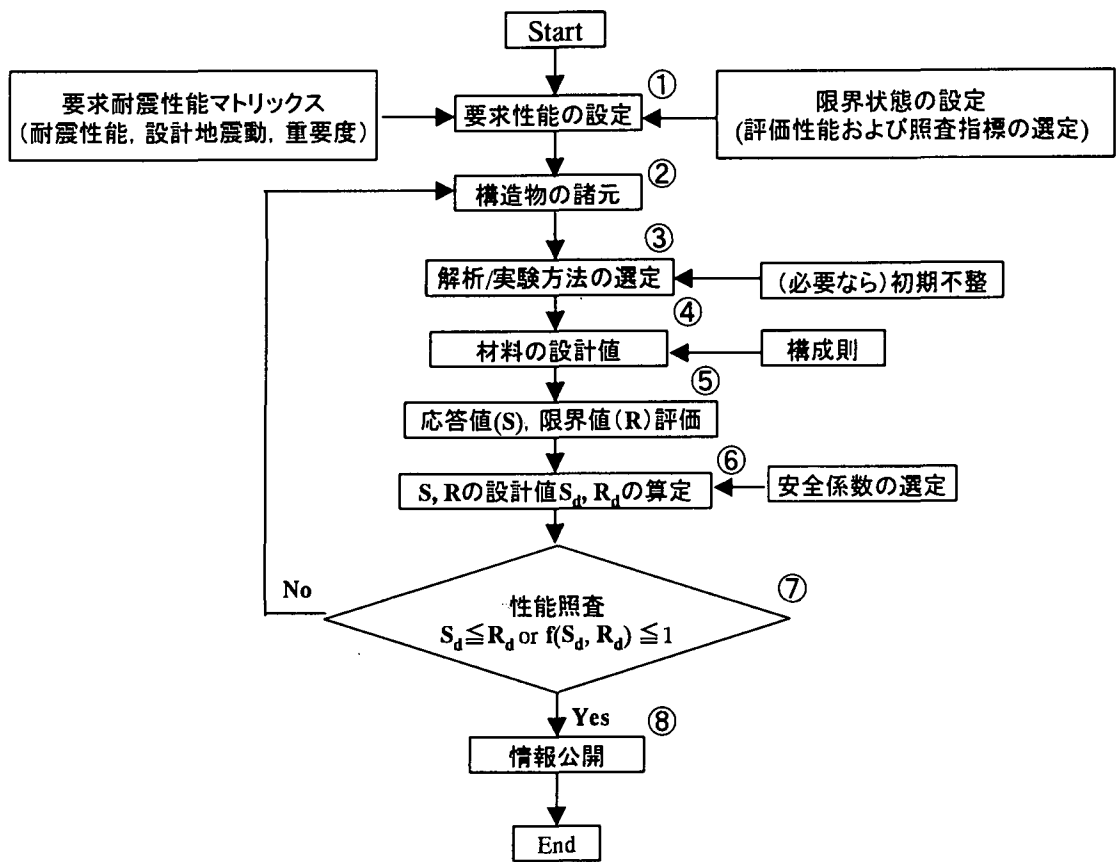


図 4. 1. 1 性能照査型耐震設計法の設計フロー

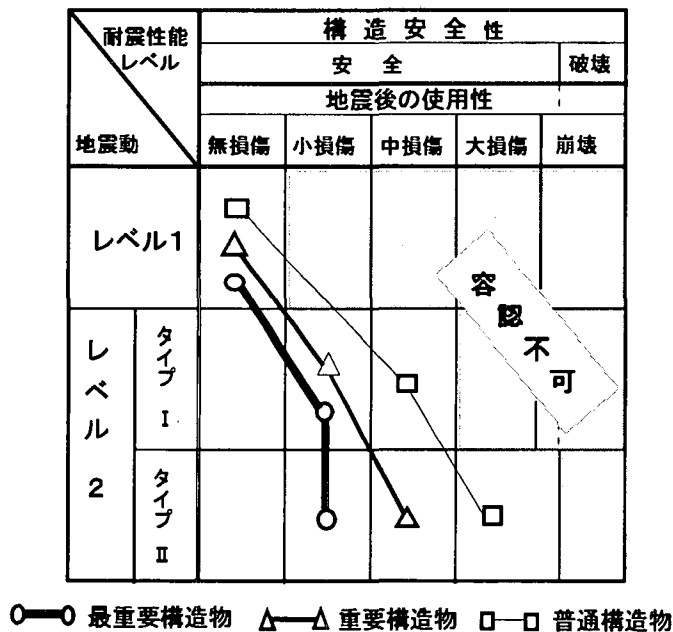


図 4. 2. 1 要求耐震性能マトリックス

クスから、設計地震動および構造物の重要度に応じて構造物に付与すべき性能が選択される。詳細は第1分科会の報告書〔土木学会, 2000a〕を参照していただくこととし、同報告書で提案されている耐震性能マトリックスの例を図4.2.1に示す。例えば、最重要構造物に対して要求される耐震性能は、レベル2・タイプII地震動に対して、安全であると同時に、小損傷までの損傷である。このマトリックスは、土木学会の耐震設計に関する提言（3章）のグループ1（耐震性能）の課題の内容を表している。

4.2.2 設計地震動

土木学会の耐震設計に関する第1次および第2次提言を受けて、我が国のほとんどの設計規準・指針では2つのレベル（レベル1およびレベル2）の地震動が規定されている。このうち、2次設計で用いられるレベル2地震動は、道路橋示方書では2種類（タイプI, II）、鉄道構造物等設計標準では3種類（スペクトルI～III）に分けられている。タイプIとスペクトルI、タイプIIとスペクトルIIは同種の地震動で、それぞれ海洋型および直下型地震動を想定している。スペクトルIIIは断層モデルにより算定される地震動である。

橋梁構造物の動的解析には、道路橋示方書（平成8年）のレベル2地震動の加速度応答スペクトルに適合する地震波形がよく用いられる。これは、2つのタイプおよび3種類の地盤種それぞれに対して3波形、総計18種類の地震波が準備されている。時刻歴応答解析を実施する場合は、3種類の地震波による応答の平均値を用いることが推奨されている。

表4.2.1は18種類の地震波の元になった観測地震波およびその最大加速度の一覧表である。

表 4.2.1 動的解析に使用する地震動 [日本道路協会,1997]

地震タイプ	レベル2・タイプI (海洋型地震)								
地盤種	I			II			III		
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
最大加速度(cm/sec ²)	319	346	323	363	385	365	424	433	439
地震タイプ	レベル2・タイプII (直下型地震)								
地盤種	I			II			III		
	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)
最大加速度(cm/sec ²)	812	766	780	687	673	736	591	557	619
(1) 開北橋周辺地盤上(橋軸成分)	(10)神戸海洋気象台地盤上(NS成分)			(11)神戸海洋気象台地盤上(EW成分)					
(2) 開北橋周辺地盤上(橋軸直角成分)	(12)猪名川架橋予定地周辺地盤上(NS成分)			(13)JR西日本鷹取駅構内地盤上(NS成分)					
(3) 七峰橋周辺地盤上	(14)JR西日本鷹取駅構内地盤上(EW成分)			(15)大阪ガス葺合供給所構内地盤上					
(4) 板島橋周辺地盤上(橋軸成分)	(16)東神戸大橋周辺地盤上(NS成分)			(17)ポートアイランド内地盤上(NS成分)					
(5) 板島橋周辺地盤上(橋軸直角成分)	(18)ポートアイランド内地盤上(EW成分)								
(6) 温根沼大橋周辺地盤上									
(7) 津軽大橋周辺地盤上(橋軸成分)									
(8) 津軽大橋周辺地盤上(橋軸直角成分)									
(9) 釧路川堤防周辺地盤上									

4.3 耐震解析法

4.3.1 分類

表4.3.1に耐震関連の解析手法の分類および主たる解析目的を示す。解析は、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>の4種類に分類される。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、幾何学的非線形性および局部座屈の考慮の有無はL, Nの後の1~3で分類する。1, 2はいずれも局部座屈を考慮しない解析で、1:1次解析は微小変位理論(1次理論)による解析、2:2次解析はいわゆる、はり-柱理論で、 $P-\Delta$ 効果を考慮した線形化有限変位理論(2次理論)による解析である。3:3次解析は、局部座屈を考慮した、2次あるいは3次理論による解析である。表4.3.2は、はり-柱理論における1, 2, 3次理論の概念図[Bürgermeister et al., 1966]を示したものである。より詳細な解説は、第5章, 5.1を参照されたい。

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2次解析までで、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。例外は、<Static><N3>および<Q. Static><N3>で、これらは、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用いられるものである。この解析ツールは、現時点ではあくまでも研究用であり、その結果から保有耐力、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る。ただし、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このような高度な解析が必要になるかもしれない。時刻歴応答解析（弾塑性地震応答解析）の内、線形解析は多くの場合、応答スペクトル解析で代用できるので表には載せていない。表中の、<Static><N1>（弾塑性1次解析あるいは弾塑性微小変位解析）、<Static><N2>（弾塑性2次解析あるいは複合非線形解析）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、耐震設計上非常に有用な情報が得られる重要な解析法である。これは、道路橋示方書あるいは新技術報告書に採用されている手法と基本的には同じである。

4.3.2 設計段階で用いられる耐震解析法の範囲

以上の考察より、通常的设计段階で推奨される耐震解析法の内容は表4.3.3のようになる。すなわち、静的解析では平面骨組を対象とした棒（はり）要素によるPushover解析<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。いずれの解析においても、局部座屈は解析時には考慮せず、終局状態の判定にのみ用いる。これらより高度な、すなわち非線形性が高い解析法<N3>は研究用あるいは将来的には性能検証用の解析として使用されよう。

初期不整（初期たわみ、および残留応力）は通常的解析では無視しても良い。耐震解析の場合は、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ではその影響は消滅する[坂野ら, 1995]ため、設計レベルの解析では無視してもよい。

表 4.3.1 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_0	—	弾性 1 次解析：震度法
	<L2>	S_0	—	弾性 2 次解析：スレンダーな構造物に対する震度法
	<N1>	—	R_1, R_2	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_1, R_2	弾塑性 2 次解析（複合非線形解析） スレンダ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_1, R_2, R_3	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_1, R_2	繰返し弾塑性 2 次解析 局部座屈を考えない繰返し解析。 復元力特性，保有耐力，変形能の計算。
	<N3>	—	R_1, R_2, R_3	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_0, S_1, S_2	—	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_2, S_3, S_4	—	動的弾塑性 1 次解析（動的弾塑性微小変位解析）
	<N2>	S_2, S_3, S_4	—	動的弾塑性 2 次解析（動的複合非線形解析） スレンダーな構造物に適用。
	<N3>	S_2, S_3, S_4 S_5	—	動的弾塑性 3 次解析 局部座屈を考えた動的解析。

(1) S, R の内容の例(表 4.5.1 参照)

S_0	応力，変形（震度法）	R_0	許容応力，許容変形（震度法）
S_1	$k_R W / Z$ （等価水平力）	R_1	H_u
S_2	δ_{max}, ϕ_{max}	R_2	δ_u, ϕ_u
S_3	ϵ_{max}	R_3	ϵ_u
S_4	δ_R	R_4	$\delta_{R,lim}$
S_5	応答局部ひずみ	R_5	低サイクル疲労強度（ひずみ）

(2) <L>は線形材料，<N>は非線形材料を示す。

(3) 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の考慮の有無を示す。

	1: 1 次解析	2: 2 次解析	3: 3 次解析
はり-柱理論(表 4.3.2)	1 次理論	2 次理論	2 次または 3 次理論
局部座屈	無視		考慮

(4) <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。

(5) Z = 荷重低減係数 (Appendix 5.1 参照)

表 4.3.2 はり-柱の幾何学的非線形理論の概念図 [Bürgermeister et al., 1966]

理論	1次理論	2次理論	3次理論
システム			
$Q(v_m)$ $P = \text{const.}$			
$P(v_m)$ $Q = \text{const.}$	v_m は P に無関係		
曲率	$\frac{1}{\rho} = v''$	$\frac{1}{\rho} = v''$	$\frac{1}{\rho} = \frac{v''}{\sqrt{1+v'^2}^3}$

表 4.3.3 設計段階で用いら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 (ひずみ硬化考慮)	1次元σ-εモデル (移動硬化則, 修正2曲面など. 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

4.3.3 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>解析が実施されが, [ECCS, 1991] および[ATC-32, 1996]が長方形ラーメンに対して規定を設けているのでそれを参考にこの条件を考察してみる.

ECCS は、図 4.3.1(a)に示す、静荷重を受ける長方形ラーメン構造に対し、以下の条件が満足されれば、 $P-\Delta$ 効果は無視できるとしている。

$$\frac{\delta \sum V}{h \sum H} \leq 0.1 \quad (\text{ECCS}) \quad (4.3.1)$$

ここで、 $\sum V$ =ラーメン基部の鉛直力の和、 $\sum H$ =ラーメン基部の水平力の和(ベースシアア)、 δ =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 1 次理論(微小変位理論)によって求める。上式における $\delta \sum V/h$ は、図 4.3.1(b)に示すように、 $P-\Delta$ モーメントに等価な水平力とみなされるため、ECCS の提案式は全水平力に対する等価水平力が 10%以下であれば $P-\Delta$ が無視できる規定と考えられる。ATC-32 は、動的荷重に対する規定であるが、式(4.3.1)と同じ式、ただし右辺が 0.25 の式を採用している。評価する荷重が異なるが、明らかに ECCS のほうが厳しい規定と考えられる。

ここでは、第 5 章の 5.7.2 の基準に合わせるために、ECCS よりさらに厳しく、等価水平力が全水平力の 5%以下という次の基準を設けて $P-\Delta$ が無視できる範囲を求めてみる。

$$\boxed{\frac{\delta \sum V}{h \sum H} \leq 0.05} \quad (4.3.2)$$

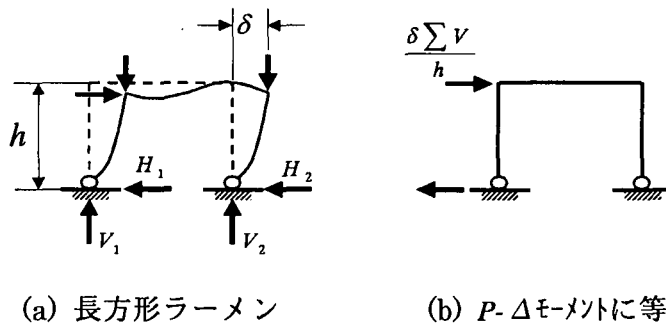


図 4.3.1 フレームの $P-\Delta$ 効果

(1) 単柱式橋脚

単柱式橋脚の場合、 $\sum V=P$ (上部構造重量)、 $\sum H=H$ (水平力)である。式(4.3.2)を終局点(95%強度点)で評価することとし、 $H=0.95H_{max}$ 、 $\delta = \delta_{95} = \delta_u$ とにおいて、この式を変形すると次式を得る。

$$\bar{\lambda} \leq \frac{1}{\pi} \sqrt{0.57 \frac{H_{max}}{H_y} \frac{P_y}{P} \frac{\delta_y}{\delta_u}} \quad (4.3.3)$$

ここで、 $\bar{\lambda}$ = 細長比パラメータ(有効座屈長係数=2.0)、 P_y = 全断面降伏軸力、 $\delta_y = H_y h^3 / 3EI$ = 降伏変位である。上式の H_{max}/H_y 、 δ_u/δ_y に、後述の経験式(表 4.5.3)を代入して $P-\Delta$ 効果が無視できる領域を求めると図 4.3.2(a)(補剛正方形箱形)、図 4.3.2(b)(パ

イプ)のようになる。与えられた軸力比 P/P_y に対応する曲線より下の(小さい)細長比パラメータの領域が $P-\Delta$ 効果が無視できる領域である。箱形断面の場合は幅厚比パラメータが 0.4 以上では曲線はほぼ一定になるが、パイプ断面の場合は常に右上がりの曲線となる。そこで、箱形断面に対しては限界値がほぼ一定になる幅厚比パラメータ R_f が 0.4 以上、パイプ断面に対しては径厚比パラメータ $R_t = 0.08$ の時の限界細長比をプロットすると図 4.3.3 のようになる。単柱式橋脚では通常の場合 P/P_y は 0.2 以下であるから、細長比パラメータが概略 0.3 以下であれば $P-\Delta$ 効果が無視でき、 $\langle N1 \rangle$ 解析で十分といえる。ただしこれは大体の目安であるので、通常は次の長方形ラーメンと同様な手法によるチェックをするのが望ましい。

(2) 長方形ラーメン橋脚

1次解析(Pushover 解析)により、終局点のベースシア ΣH_u 、変位 δ_u を求めてそれらを式(4.3.2)の ΣH 、 δ に代入してこの式が満たされれば $\langle N1 \rangle$ 解析で十分ということになる。

(3) 一般の構造物

一般の構造物に対しては上記のような簡単な照査式がないので、 $\langle N2 \rangle$ 解析を常に実施する必要がある。

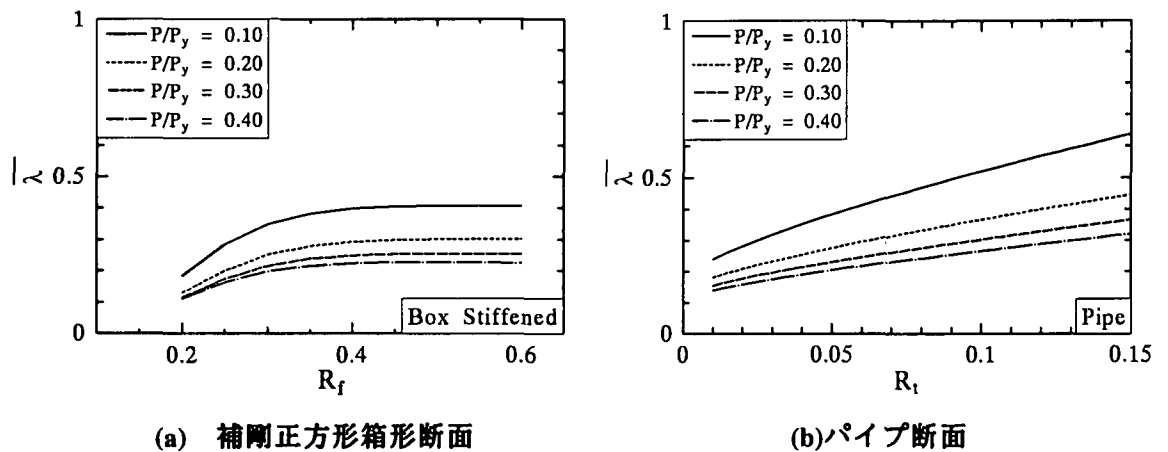


図 4.3.2 式(4.3.3)のプロット

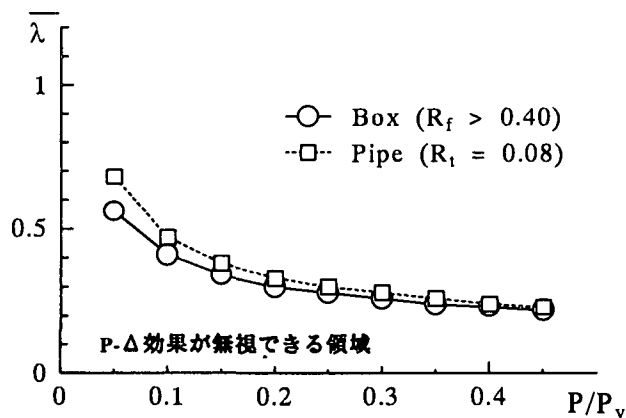


図 4.3.3 $P-\Delta$ 効果が無視できる領域

4.4 材料定数の設計値と構成則

耐震解析に用いる材料定数の設計値は準拠する設計規準に従えばよいが、耐震解析に必要な情報すべてが与えられているとは限らない。例えば、静的解析に限定しても、ひずみ硬化領域での材料定数は与えられていないのが普通である。本節では、設計段階で用いられる耐震解析（表 4.3.3）に必要な最低限の情報をまとめておく。詳細については第 5 章を参照されたい。

表 4.4.1 は耐震解析に用いられる構成則の分類であり、以下これに従って説明を加える。

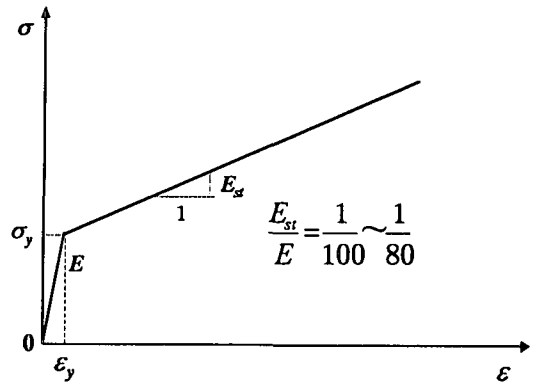
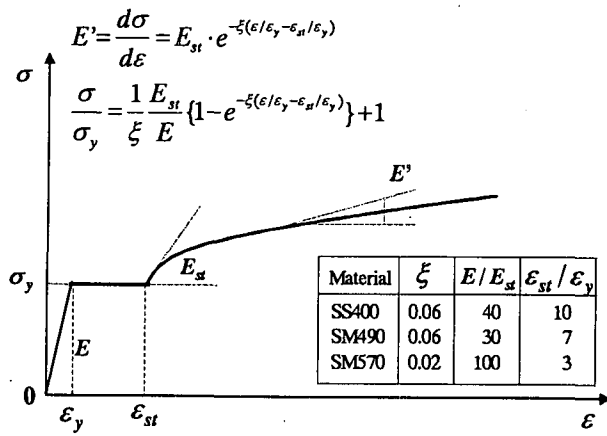
表 4.4.1 耐震解析に用いられる構成則の分類

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

4.4.1 σ - ε モデル (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-ひずみ関係を決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 関係のみを知ればよい。多く用いられる鋼材の σ - ε 関係は、降伏棚のあるひずみ硬化型 [鋼構造新技術委員会, 1996] およびバイリニア型 (完全弾塑性型を含む) である (図 4.4.1)。ひずみ硬化型モデルに用いられる、ひずみ硬化開始点ひずみおよびひずみ硬化係数の標準値、ならびにひずみ硬化域での σ - ε 関係は図中に記載されている。バイリニア型の場合、第 2 勾配 (E_{ss}) 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% 程度のひずみを結んだ直線とほぼ等しくなる。また、コンクリート充填橋脚の Pushover 解析では充填コンクリートの σ - ε 関係が必要であるが、これについては新技術報告書 [鋼構造新技術委員会, 1996] の提案曲線 (図 4.4.2) 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、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 [例えば、唐ら, 1986] ので、必要であればそれらを用いればよい。



(a)

(b)

図 4.4.1 鋼の応力-ひずみ関係

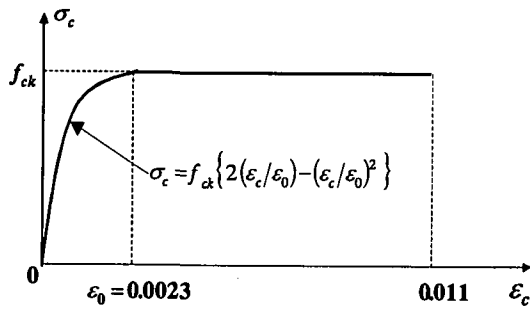
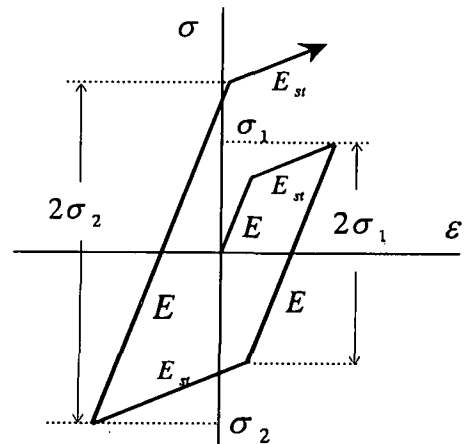
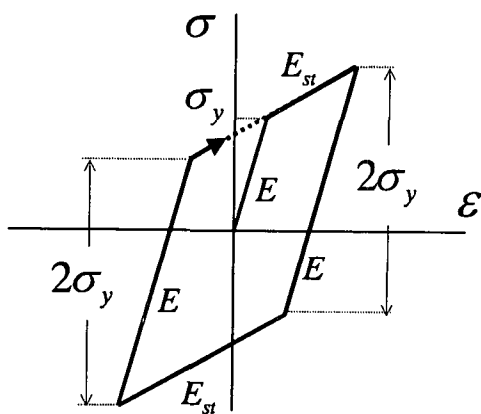


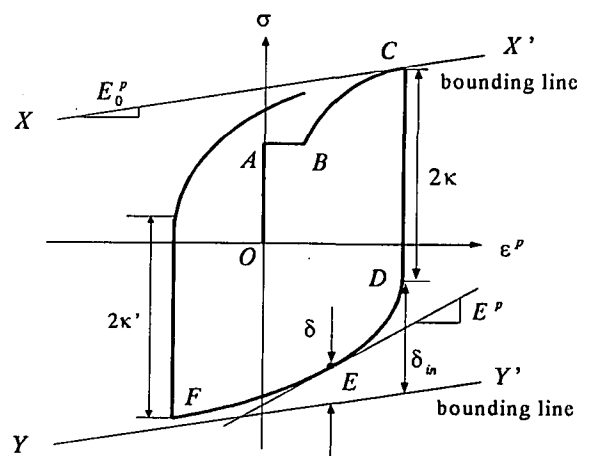
図 4.4.2 コンクリートの応力-ひずみ関係



(a) 等方硬化則



(b) 移動硬化則



(c) 修正 2 曲面モデル

図 4.4.3 鋼に対する種々の硬化則

静的繰返し解析あるいは動的解析では、単調負荷の σ - ϵ 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、等方硬化則、移動硬化則（図 4.4.3）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、問題によっては精度が劣る場合がある。一方、繰返し負荷に対して開発されたモデルに 2 曲面モデル、多曲面モデルがあり、さらに、降伏棚のある構造用鋼材に適用できるように開発された修正 2 曲面モデル[Shen et al.,1993]、3 曲面モデル[Goto et al.,1998]および[西村ら,1995]のモデルがある。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バウシガ-効果、繰返し载荷によりひずみ硬化が単調载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。これらのモデルの概要、評価、および数値計算例は、第 5 章に紹介されている。

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,1997]のモデルが第 5 章・Appendix 5.1 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。

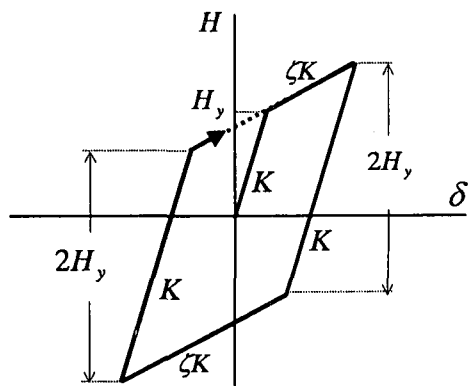
4.4.2 M - Φ モデル

このモデルは、軸力(N)一定の下で σ - ϵ 関係を積分してモーメント-曲率関係（ M - Φ 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(Φ , ϵ_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成則があるが、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 - Φ 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。

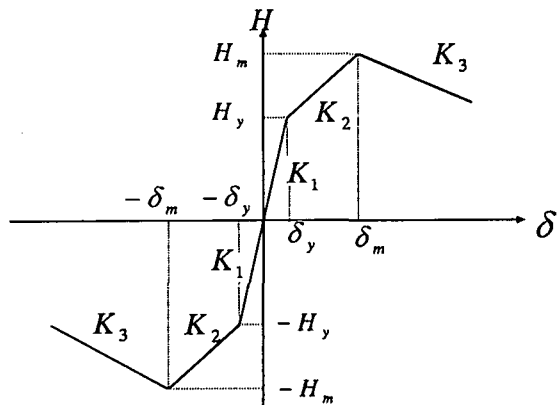
4.4.3 H - δ モデル（部材の復元力特性）

この関係は、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、復元力特性として必要となるものである。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 - δ 曲線、履歴法則は σ - ϵ 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モデル化では、Pushover 解析から求められる H - δ 関係をバイリニア近似し、移動硬化則を用いる図 4.4.4(a)のモデルがよく使われる（Appendix 4.2 参照）。

一方、局部座屈を考慮する場合は、繰返し载荷実験あるいは<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（図 3.1.1）から得られる復元力特性には、①塑性化、②ひずみ硬化、③局部座屈、④ P - Δ 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、図 4.4.4 (b)



(a)バイリニア骨格曲線/移動硬化則



(b)劣化域を含むトリリニア骨格曲線

図4.4.4 H- δ 履歴曲線

の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[鈴木ら, 1996]および損傷度指標に基づく方法[Kumar et al.,1995; Liu et al.,1999]がある。これらについては第5章に概要が述べられている。

4.5 構造安全性に対する耐震照査法

耐震性能照査は、図 4.1.1 に示したように、一般的に応答値(Demand: S)と限界値(Capacity: R)を用いて、次式の形で行われる。

$$S \leq R \quad (4.5.1)$$

あるいは、

$$f(S, R) \leq 1.0 \quad (4.5.2)$$

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つの量が選択される。限界値 R は S に対応する(同じ評価指標で表した)量で、構造物が保有する性能にあたり、構造物に許容される限界値である。例えば、橋脚の変位照査法の場合は、 S は地震動によって生ずる橋脚頂部の最大応答変位 δ_{max} であり、それに対応する R は橋脚の終局変位 δ_u である。なお、特殊な場合、評価指標として荷重そのものが選択される場合がある(例えば、はりに作用する集中荷重 P)。その場合は、 $S=P$ 、 $R=P_u$ =耐荷力である。式(4.5.2)のような形は例えば部材の強度照査式が相関式で表される場合である。なお、ISO[1998]では、 S 、 R はそれぞれ、荷重効果(Action effect)、抵抗値(Resistance)と呼ばれている。

実際の照査は安全係数を考慮して S 、 R の設計値(それぞれ、 S_d 、 R_d)を決める以下の議論ではそれらを考慮しないものとする。安全係数の議論は、第1分科会の報告書[土木学会、

表 4.5.1 耐震照査法の種類 (推奨方法)

照査性能	性能照査 (S ≤ R)	
構造安全性	保有耐力法	$\frac{k_h W}{Z} \leq H_y$ (4.5.3)
	変形照査法	変位: $\delta_{max} \leq \delta_u$ (4.5.4)
		曲率: $\phi_{max} \leq \phi_u$ (4.5.5)
		ひずみ: $\epsilon_{max} \leq \epsilon_u$ (4.5.6)
地震後の使用性	変形照査法	残留変位: $\delta_R \leq \delta_{R,lim}$ (4.5.7)
		変位: $\delta_{max} \leq \delta_{lim}$ (4.5.8)
		曲率: $\phi_{max} \leq \phi_{lim}$ (4.5.9)
		ひずみ: $\epsilon_{max} \leq \epsilon_{lim}$ (4.5.10)

Note: (1)下添字の意味: $_{max}$ =最大応答, $_u$ =終局, $_R$ =残留, $_{lim}$ =限界値

(2) Z=荷重低減係数 (例えば, エネルギー一定則の場合は $Z = \sqrt{2\mu - 1}$)

表 4.5.2 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 (4.5節)			地震後の使用性(4.6節)				
		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	—	—	δ_{max} より推定	δ_{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	—	—	δ_{max} より推定	δ_{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 ・ δ_{max} より推定	δ_{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 ・ δ_{max} より推定	δ_{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

(Appendix 4.1 参照)

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 (表 4.5.3)

2000]を参照されたい。耐震照査は、3.2節で述べたように種々の照査指標を用いて行われる。それらをまとめると表 4.5.1 のようになる。照査は、力（慣性力）あるいは変形を指標として行われる。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”で考えるより、“変形”で考えるほうが分かりやすい。各種規準・指針で採用されているように、最大強度点（図 3.1.1 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、変形がそれを超えると構造物が破壊すると考えられる終局点（図 3.1.1）を限界状態と考え、地震による応答変形が終局点に対応する変形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。その中でも、鋼構造物の場合は、変位、あるいはひずみ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、アーチ橋など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用いられる。しかし、鋼構造物の終局点は構成板要素の局部座屈によって決まる場合が多いため、曲率よりも板要素のひずみで行うほうが精度は良くなる。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、ひずみによっても行うことができる。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。まとめると、表 4.5.1 の網掛けの照査方法が推奨される方法である。

表中の応答値 S 、限界値 R は次のような種々の方法によって解析的に求められる。

応答値(Demand) S

- ① H - δ モデルを基に、動的解析あるいはエネルギー一定則、変位一定則(Appendix 4.1 参照)などの経験則によって求める。
- ② 静的解析 (Pushover 解析) にエネルギー一定則、変位一定則などの経験則または所要降伏震度スペクトル [鉄道総合技術研究所, 1999] を利用して求める方法。
- ③ 動的解析により直接求める方法。

限界値(Capacity) R

- ① 実験/解析から求められた経験式から求める方法。
- ② 静的解析 (Pushover 解析) に破壊規準を導入して求める方法。
- ③ 動的解析に破壊規準を導入して求める方法。

表 4.5.1 の耐震照査法および S, R の求め方を組み合わせた解析方法に基づく耐震照査法は表 4.5.2 のように 4 種類に分類されよう。以下それぞれの耐震照査法の説明を行う。

4.5.1 経験式に基づく方法

この方法は、実験あるいは解析によって求められた H - δ 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を求めて耐震照査を行う方法で、現在の

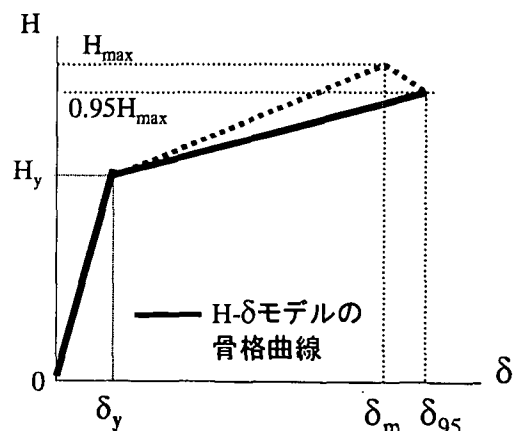


図 4.5.1 H - δ モデルの骨格曲線

表 4.5.3 単柱式鋼製橋脚の限界値の推定式

断面	量	推定式	標準偏差 S_R
無補剛箱形 (新技術小委員会)	最大荷重	$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.0782}{R_f \bar{\lambda}} + 1.03$ (4.5.11)	0.175
	最大荷重時変位	$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.0262}{\{R_f \sqrt{\bar{\lambda}}\}^{0.5}} + 2.14$ (4.5.12)	0.850
	95%強度時変位	$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.0670}{\{(1+P/P_y)R_f \sqrt{\bar{\lambda}}\}^{0.5}} + 2.60$ (4.5.13)	1.09
補剛箱形 (新技術小委員会)	最大荷重	$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.101}{R_f \bar{\lambda}} + 0.88$ (4.5.14)	0.242
	最大荷重時変位	$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.00759}{\{R_f \sqrt{\bar{\lambda}}\}^{0.5}} + 2.59$ (4.5.15)	1.32
	95%強度時変位	$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.0147}{\{(1+P/P_y)R_f \sqrt{\bar{\lambda}}\}^{0.5}} + 4.20$ (4.5.16)	1.40
補剛箱形 [Gao et al., 1998] [鄭ら, 2000]	最大荷重	$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.10}{(R_f \bar{\lambda} \bar{\lambda}_s)^{0.5}} + 1.06$ (4.5.17)	0.07
	最大荷重時変位	$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.22}{R_f \sqrt{\bar{\lambda} \bar{\lambda}_s}} + 1.20$ (4.5.18)	0.59
	95%強度時変位	$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.25}{(1+P/P_y)R_f \sqrt{\bar{\lambda} \bar{\lambda}_s}} + 2.31$ (4.5.19)	0.64
パイプ [Gao et al., 1998] [鄭ら, 2000]	最大荷重	$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.02}{(R_f \bar{\lambda})^{0.8}} + 1.10$ (4.5.20)	—
	最大荷重時変位	$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{1}{3(R_f \sqrt{\bar{\lambda}})^{0.8}} - \frac{2}{3}$ (4.5.21)	—
	95%強度時変位	$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.24}{(1+P/P_y)^{2/3} \bar{\lambda}^{1/3} R_f}$ (4.5.22)	—

Note: (1)記号は、図 4.5.1 および表 3.3.1 参照, (2) H_y = 軸力の影響を考慮して算定した降伏水平力 [鋼構造新技術委員会, 1996], δ_y = 曲げ変形に加えせん断変形も考慮した降伏変位.

ところ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。

単柱式鋼製橋脚に対しては、図 4.5.1 のような H - δ 関係の最大荷重 H_{max} , 最大荷重変位 δ_m , 95%強度点の変位 δ_{95} の経験式が、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表 4.5.3 のように与えられている。これらは、一定軸力の基で繰返し水平荷重を加えた載荷実験[鋼構造新技術委員会, 1996]あるいは同じ載荷条件のもとで数値解析[Gao et al.,1998; 鄭ら,2000]によって求められた経験式である。

応答値 S の計算

(1)動的解析：図 4.5.1 を H - δ 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

デルを図 4.4.4(a)のように作成し、1自由度系の地震応答解析を実施して最大応答変位 δ_{max} を求める。2パラメータモデル、Damage index モデルによる1自由度系応答解析モデルもここに分類される。

- (2) 経験則：図 4.5.1 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れば、応答値は求まったことになる。経験則に関しては、Appendix 4.1 に詳述されている。一般には、精度は動的解析の方がよいので、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、 $\delta_u = \delta_{95}$ となり限界値 R は求められたことになる。

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

4.5.2 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、現行の道路橋示方書および新技術報告書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、コンクリート部分充填橋脚にも適用可能である。Pushover 解析については、Appendix 4.2 に詳述されている。

応答値 S の計算

応答値は、Pushover 解析結果を基に経験則、あるいは所要降伏震度スペクトル（Appendix 4.1 参照）によって算定できる。あるいは、Pushover 解析結果に適切な硬化則（例えば、移動硬化則）を導入して1自由度系の弾塑性地震応答解析を実施して応答値を求めることも可能である[中島ら、1997]。これは、4.5.3 の静的/動的解析併用法である。

限界値 R の計算

表 4.3.1 の<Static><N2>解析に基づく Pushover 解析と破壊規準を導入して、構造物の H - δ 関係を求め、終局変位 δ_u 、保有耐力 H_u を求める方法で、詳細は Appendix 4.2 を参照されたい。あるいは、簡単な構造物であれば <Static><N3>解析も可能であるが、まだ研究レベルの解析手法である。この解析では、局部座屈と P - Δ 効果が考慮されるので破壊基準の導入は不必要である。

適用範囲

- ① 単柱式および1層ラーメン橋脚（1自由度系構造物）
- ② 上部構造重量は橋脚に対して偏心も可。
- ③ コンクリート無充填およびコンクリート部分充填橋脚。
- 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。

4.5.3 静的/動的解析併用法

この方法は、“4.5.2 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、多自由度構造物にも適用可能であることと、応答値 S を動的解析から求めるところに相違がある。この手法は基本モード卓越が前提である。詳細については Appendix 4.3 を参照されたい。なお、この方法は当然のことであるが 1 自由度系構造物にも適用可能 [中島ら,1997]で、後述の図 4.7.1 に提案照査法としてフローが示されている。

応答値 S の計算方法

多自由度構造物であるため、エネルギー一定則などの経験則の適用が疑問である。そこで、与えられた構造物の応答値(最大応答変位および残留変位)を次のいずれかの方法で求める。

- ① 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。
- ② 与えられた構造物の弾塑性時刻歴応答解析を直接実施する。

限界値 R の計算方法

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。計算過程は 4.5.2 の方法とほぼ同じであるが、多自由度系構造物であるため慣性力が 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。詳細は、Appendix 4.3 に示されている。

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。
- ② コンクリート無充填およびコンクリート部分充填橋脚。
- 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。

4.5.4 動的解析に基づく方法

この方法は、計算時間がかかるが、汎用性がありどのよう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図は図 4.5.2 に示すとおりである。

応答値 S の計算方法

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 (Appendix 4.4 参照)における平均ひずみの時刻歴 $\varepsilon_{a,max}(t)$ を求めると、それが応答値 S となる。

限界値 R の計算方法

この場合の限界値 R は破壊ひずみ ε_u (Appendix 4.4 参照)そのものであり、応答値としての $\varepsilon_{a,max}(t)$ がこれを上回らなければ安全ということになる。

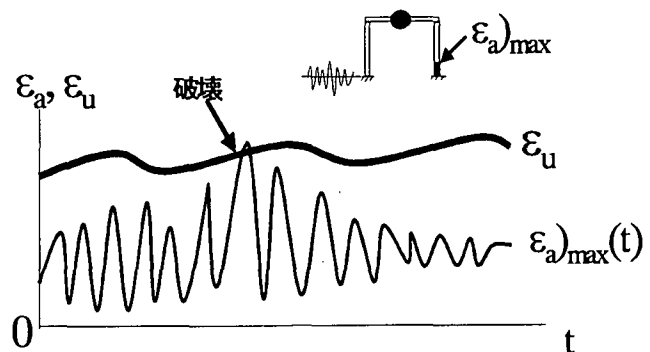


図 4.5.2 動的解析に基づく照査法のイメージ図

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。

4.6 地震後の使用性に対する耐震照査法

新技術報告書、道路橋示方書等では、地震後の使用性の照査は残留変位を用いて行われる。ここでは、まず残留変位の算定手法について述べ、その後に残留変位を用いない照査方法について試案を示す。

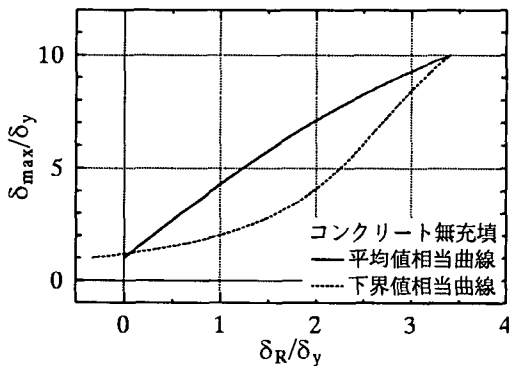
4.6.1 残留変位による方法

残留変位は動的解析を実行すれば直接算定されるが、構成則の影響を強く受けるために、慎重に行う必要がある。 $\sigma-\varepsilon$ あるいは $H-\delta$ 関係のバイリニア/移動硬化則を用いた場合、最大応答変位はかなりの精度で予測できる場合があるが、残留変位は一般に精度が落ちる。従って、修正2曲面等の繰り返し解析用の高度な構成則を使わないときには、残留変位はここで述べる推定式から求めるのがよい。

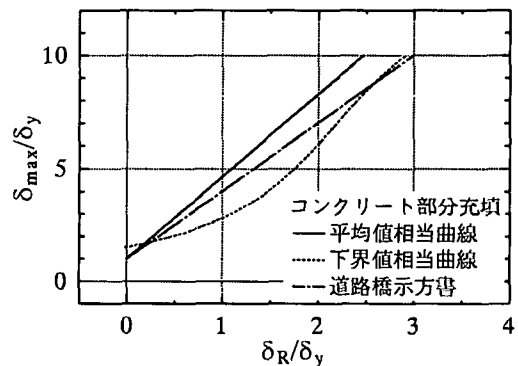
表 4.6.1 単柱式鋼製橋脚の残留変位推定式

橋脚	文献	種類	推定式
コンクリート 無充填	[宇佐美ら,1999]	平均値	$\frac{\delta_R}{\delta_y} = 3.37 \tan \left\{ 0.0879 \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_y} - 1 \right) \right\} \geq 0.0$ (4.6.1)
		下界値	$\frac{\delta_R}{\delta_y} = \tan \left(0.208 \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} - 1.46 \right) + 2.7 \geq 0.0$ (4.6.2)
コンクリート 部分充填	新技術報告書 (1996)	平均値	$\frac{\delta_R}{\delta_y} = 34.9 \tan \left\{ 0.00786 \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_y} - 1 \right) \right\} \geq 0.0$ (4.6.3)
		下界値	$\frac{\delta_R}{\delta_y} = \tan \left(0.208 \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} - 1.46 \right) + 2.2 \geq 0.0$ (4.6.4)
	道路橋示方書 (1996)	—	$\frac{\delta_R}{\delta_y} = C_R \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_y} - 1 \right) (1-r)$ (4.6.5)

注) $C_R = 0.35, r = 0.05$



(a) コンクリート無充填鋼製橋脚



(b) コンクリート部分充填鋼製橋脚

図 4.6.1 残留変位推定式

単柱式鋼製橋脚の残留変位を最大応答変位から予測する式は、コンクリート部分充填鋼製橋脚に対して[鋼構造新技術委員会, 1996], [日本道路協会, 1996]に示されている。これらの式に、その後求められたコンクリートを充填しない鋼製橋脚の残留変位推定式を列挙すると表 4.6.1 のようになり、図で比較したものは図 4.6.1 である。

4.6.2 最大応答変位によって照査する方法

使用性照査は残留変位を用いて行われるが、残留変位と最大応答変位には相関関係があるので、残留変位を用いることなく最大応答変位により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 [鉄道総合技術研究所, 1999] の考え方である。

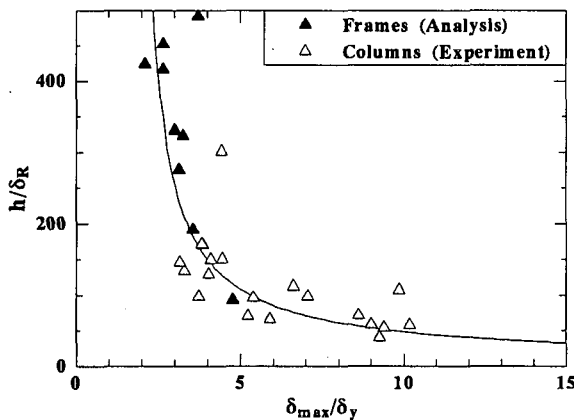
図 4.6.2 は過去に行われたハイブリッド地震応答実験によって得られた残留変位を、橋脚高さで除して無次元化した量を応答塑性率（最大変位/降伏変位）に対してプロットしたものである。ただし、コンクリート無充填橋脚に関しては、構成則として修正 2 曲面モデルを用いた 2 層ラーメン橋脚の解析結果 [宇佐美ら, 1999] もプロットしてある。これらの図より以下の回帰式が導かれる(S_R は標準偏差)。

コンクリート無充填柱

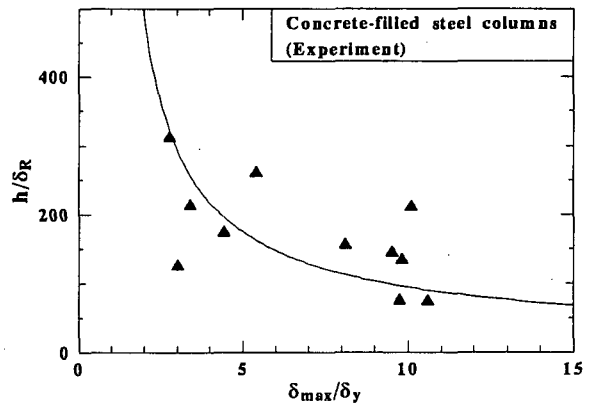
$$\frac{\delta_R}{h} = \frac{1}{200} \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \right)^{0.75} - \frac{3}{400} \quad (S_R = 0.00339) \quad (4.6.7)$$

コンクリート部分充填柱

$$\frac{\delta_R}{h} = \frac{1}{400} \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \right)^{0.7} - \frac{1}{500} \quad (S_R = 0.00303) \quad (4.6.8)$$



(a) コンクリート無充填



(b) コンクリート部分充填

図 4.6.2 橋脚高さで無次元化した残留変位と応答塑性率の関係

表 4.6.2 残留変位制限値以内に収めるための応答塑性率の値

h/δ_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 δ_{\max}/δ_y

式(4.6.7), (4.6.8)を数値計算した結果は表 4.6.2 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。コンクリート充填により、許容応答塑性率はかなり緩和できるが、コンクリート充填の場合は、実験結果のばらつきが大きいことに注意する必要がある。

ラーメン橋脚に対する残留変位はほとんど研究されていないが、図 4.6.2(a)の 2 層ラーメン橋脚に対する数値解析結果を見る限り、単柱式橋脚に対する式 (4.6.7) が使えそうである。しかし、これに関してはもう少し研究する必要がある。

4.6.3 応答ひずみによって照査する方法

この方法はまだ実用化されていないが、Caltrans [Duan et al.,2000]で検討が進められている方法である。この方法では、弾塑性地震応答解析を実施する際、もっとも危険な断面(ひずみが大きくなる断面)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(式 4.5.9 あるいは式 4.5.10)。この方法は、基本的には、4.6.2 の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。モニターするひずみは、ある一断面のひずみよりは、部材の長さに沿ってのある領域(例えば、Appendix 4.4 の有効破壊長領域)の平均ひずみを用いるほうが良い。参考までに Caltrans の試案を表 4.6.3 に示す。例えば、鋼構造物では、補修可能な損傷の最大ひずみは 0.008(SS400 に対して降伏ひずみの約 6 倍)または $2\varepsilon_{st}/3$ (SS400 に対しては降伏ひずみの約 7 倍)の大きい方のひずみが制限値となる。

表 4.6.3 損傷レベル、ひずみおよび変形能の関係 (Caltrans) [Duan et al., 2000]

損傷レベル (Damage level)	ひずみ		応答塑性率	
	コンクリート	鋼	曲率 ϕ_{\max}/ϕ_y	変位 δ_{\max}/δ_y
重大 (Significant)	ε_{cu}	ε_{st}	8 ~ 10	4 ~ 6
補修可能 (Repairable)	larger $\begin{cases} 0.005 \\ 2\varepsilon_{cu}/3 \end{cases}$	larger $\begin{cases} 0.008 \\ 2\varepsilon_{st}/3 \end{cases}$	4 ~ 6	2 ~ 4
微小 (Minimum)	larger $\begin{cases} 0.004 \\ \varepsilon_{cu}/3 \end{cases}$	larger $\begin{cases} 0.003 \\ 1.5\varepsilon_y \end{cases}$	2 ~ 4	1 ~ 2

ε_{cu} - 拘束効果を考慮したコンクリートの終局圧縮ひずみ
 ε_y - 鋼の降伏ひずみ
 ε_{st} - 鋼のひずみ硬化開始点ひずみ

(注) 文献[Duan et al.,2000]の表には誤りがあったため、著者 Dr. Duan の指示に従い修正した。

4.7 まとめ

性能照査型耐震設計法の内容、およびそれに付随して検討が必要となってきた耐震解析法および耐震照査法について述べた。内容をまとめると以下ようになる。

耐震設計法

- (1) 設計時に構造物に要求される性能は、**要求耐震性能マトリックス** (図 4.2.1) の形にまとめられる。これは、地震動および構造物の重要度に応じて、構造物に付与すべき性能を表現したものである。
- (2) 耐震性能の照査 (**照査性能**) は、**構造安全性** (安全または破壊) および**地震後の使用性** (損傷度に応じて5段階) について行われる。

耐震解析法

- (3) 耐震設計に用いられる解析法を、解析の種類(静的、静的繰り返し、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 4.3.1)。
- (4) さらに、通常的设计段階で用いられる解析法の範囲を明確にした(表 4.3.3)。
- (5) 設計段階では、局部座屈は解析で考慮せず、終局状態の判定のみに用いる立場を明確にした。
- (6) はり要素を用いた Pushover 解析 (<Static><N2>解析) は、耐震設計上多くの有用な情報(終局変位、終局強度、復元力特性など)を与え、この解析の電算プログラムの整備が重要である (Appendix 4.2, 4.3)。
- (7) P- Δ 効果を解析に考慮しなくても良い範囲を ECCS の基準に基づき明らかにした。
- (8) 構成則として、3種類のレベル(σ - ε モデル、M- Φ モデル、H- δ モデル)を挙げ、それぞれの特徴を比較検討した。その結果、汎用性などの点で、 σ - ε モデル(ファイバーモデル)が優れ、将来的にはこのモデルに移行するのが望ましい。

耐震性能照査法

- (9) 性能照査は、基本的には、応答値(S) \leq 限界値(R)の形で行われる。
- (10) **構造安全性照査**には、“力”を用いる**保有耐力法**と“変形量”を用いる**変形照査法**があるが、考え方が明瞭な変位あるいはひずみを指標とする変形照査法が優れている。
- (11) **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、最大変位および最大ひずみに基づく変形照査法も検討すべきである。
- (12) 使用する解析方法に基づき、耐震照査法を4種類に分類し、それぞれの方法および特徴を概説した(表 4.5.2)。
- (13) 1次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**(図 A.3.1)が優れている。
- (14) 1次モード卓越の条件は、式(A.4.1)により判定することができる。
- (15) 1自由度系構造物に対しても**静的/動的解析併用法**は有効で、図 4.7.1 に照査のフローを示した。
- (16) 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。

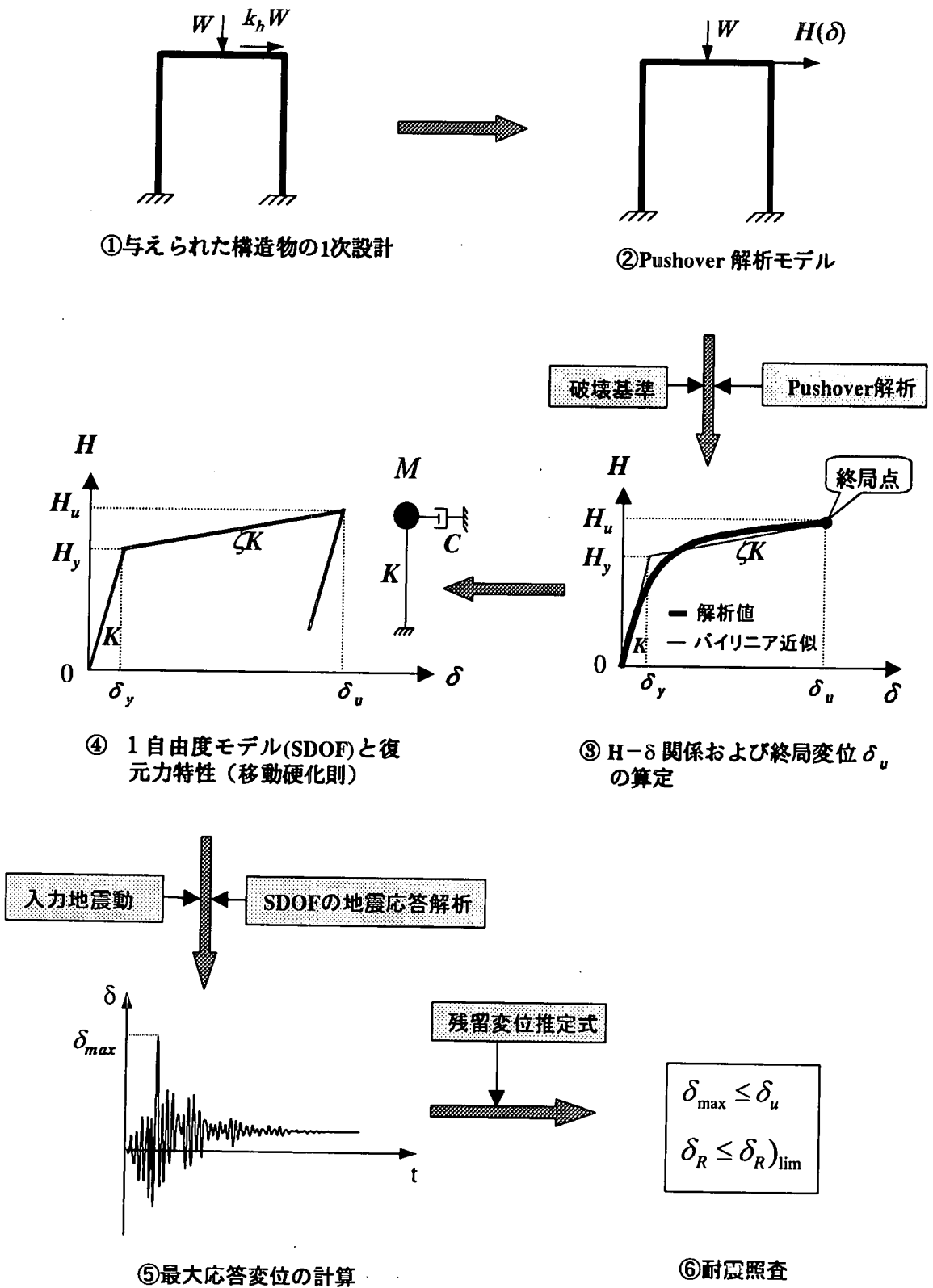


図 4.7.1 1 自由度系構造物の提案耐震照査法のフロー

Appendix 4.1 非線形応答を求めるための経験則

弾性応答値（慣性力及び応答変位）から弾塑性応答値を推定する種々の経験則について概説する。条件として以下を設定する。

① 1自由度系構造物

② 復元力特性(H- δ 関係)は図 4.4.4(a)に示すようなバイリニア（1次剛性= K , 2次剛性= ζK , 剛性比= ζ ）とする。

(1)変位照査法 (Displacement-based approach)

変位照査法においては非弾性最大応答変位 δ_{max} が必要であるが、この量を弾性最大応答変位 δ_E から推定する。弾性最大応答変位は、弾性加速度応答スペクトル、あるいは設計震度から簡単に算定可能である。

エネルギー一定則

エネルギー一定則とは、弾性系のポテンシャルエネルギーと、弾塑性系のポテンシャルエネルギーが降伏荷重に関わらず等しいという仮定である(図 A.1.1(a))。この図より、非弾性域での最大応答変位 δ_{max} は弾性域での値 δ_E より次式で表されることが分かる。

$$\delta_{max} = \frac{\delta_y}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{\delta_E}{\delta_y} \right)^2 \right\} \quad (\zeta = 0) \quad (A.1.1)$$

$$\delta_{max} = \frac{\delta_y}{\gamma} \left\{ \zeta - 1 + \sqrt{1 - \zeta + \zeta \left(\frac{\delta_E}{\delta_y} \right)^2} \right\} \quad (\zeta \neq 0) \quad (A.1.2)$$

$$\delta_E = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_a = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 k_h g = \frac{k_h W}{H_y} \delta_y \quad (A.1.3)$$

ここで、 S_a = 弾性加速度応答スペクトル、 W = 重量、 k_h = 設計水平震度である。

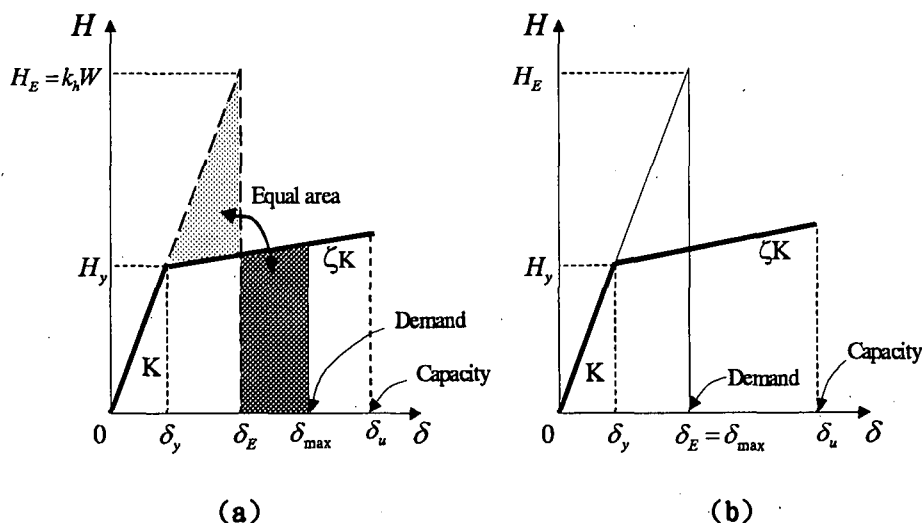


図 A.1.1 (a) エネルギー一定則と(b)変位一定則

変位照査法における照査は、式(4.5.4)、すなわち図 A.1.1 の δ_{\max} と終局変位 δ_u を比較して次式のように行われる。

$$\delta_{\max} \leq \delta_u \quad (S \leq R) \quad (\text{A.1.4})$$

変位照査法においては、左辺の S は応答量だけ、右辺は限界値だけから決まるため、後述の保有耐力法に比べ混乱が生じない。なお、橋脚に作用する力が設計時に必要になるときがあるが、それは、 H - δ 関係の δ_{\max} に対応する水平力 H である。

変位一定則

変位一定則とは、弾性応答変位と弾塑性応答変位が同一という仮定である(図 A.1.1(b))。この方法は、構造物の固有周期が大きい構造物に対してはエネルギー一定則よりもよく合うと言われ、変位照査法に適している。変位一定則における、非弾性応答値は弾性応答と同じであり次式で与えられる。

$$\delta_{\max} = \delta_E \quad (\text{A.1.5})$$

ここで、 δ_E は式(A.1.3)の弾性応答値である。照査は式(A.1.4)で行われる(図 A.1.1(b)参照)。
[Caltrans, 1996]では、固有周期 T が 0.7 秒から 3.0 秒の間では変位一定則による変位照査法が適用できるとしている。この場合には、弾性応答変位さえ求めればよいので、設計が非常に簡単になる。多くの橋脚では $T < 0.7$ となるが、この領域では変位一定則は小さめの予測値を与えるので、弾塑性地震応答解析が必要となってくる。なお、エネルギー一定則は、この領域では過度に安全側になるようである。

所要降伏震度スペクトル(Inelastic strength demand spectrum)

所要降伏震度スペクトル[鉄道構造物等設計標準, 1999; 西村, 1999]は、所要耐力スペクトル[柴田, 1981]、非弾性強度スペクトル[Krawinkler, 1992]などの名称で呼ばれている。このスペクトルは、縦軸に降伏強度 H_y を重量 W で無次元化した量 (H_y/W = 降伏震度)、横軸に固有周期 T をとり、塑性率 $\mu = \delta_u/\delta_y$ をパラメータにとりて表示したものである(図 A.1.2)。すなわち、

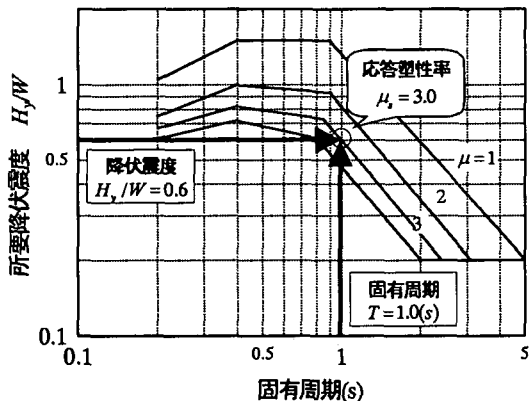
$$\text{所要降伏震度スペクトル: } \frac{H_y}{W} = k_y(\mu, T) \quad (\text{A.1.6})$$

この図は、地震応答解析の結果得られる応答塑性率が、与えられた塑性率になるように降伏荷重を変えながら試行錯誤的に求められたものである。

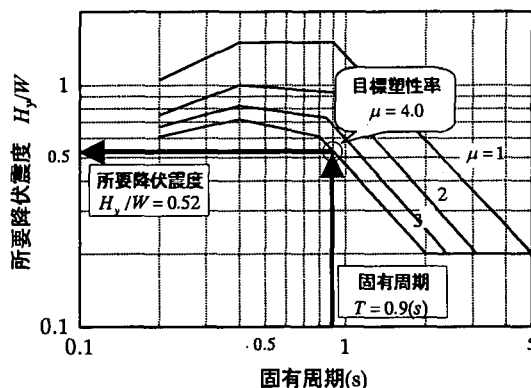
所要降伏震度スペクトルより照査を行う過程は次のようである(図 A.1.2(a)参照)。まず、与えられた、Capacity としての H_y と T より塑性率 $\mu (= \mu_s)$ を求め、これを応答塑性率(Demand)と見なして降伏変位を乗じて最大応答変位 $\delta_{\max} = \mu_s \delta_y$ を推定し、終局変位 δ_u と式(A.1.4)により照査を行う。

(2) 保有耐力法 (Force-based approach)

保有耐力法では、弾性応答解析から求められた慣性力 ($k_h W = m S_a$, $m = W/g$ = 質量) を、



(a) 応答塑性率を求める場合



(b) 所要降伏震度を求める場合

図 A. 1. 2 所要降伏震度スペクトル [鉄道総合技術研究所, 1999]

塑性変形を考慮して求められた荷重低減係数(Force-reduction factor) Z によって低減させる (式(A. 1. 7)). 荷重低減係数は、最も簡単な場合にはエネルギー一定則、変位一定則より得られる式となる。 Z は次式で定義されるが、この量は一般に塑性率 μ と固有周期 T の関数として表される (図 A. 1. 3 参照) [Krawinkler, 1992].

$$Z \equiv \frac{H_E(T)}{H_y(\mu)} = \frac{k_h(T)W}{H_y(\mu)} = Z(\mu, T) \quad (\text{A.1.7})$$

ここで、 $H_E(T) = k_h(T)W$ は弾性応答を仮定したときの慣性力、 $H_y(\mu)$ は Demand としての降伏水平力である。

荷重低減係数の具体的な形は多くの著者によって提案されている[渡邊, 1999]. その内、比較的簡単な Krawinkler (1992) の提案式は次式で表される。

$$Z(\mu, T) = \{c(\mu - 1) + 1\}^{1/c} \quad (\text{A.1.8})$$

$$c(T, \zeta) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (\text{A.1.9})$$

ここで、 a 、 b は剛性比 ζ によって決まる定数で、表 A. 1. 1 のように与えられている。上式は、特殊な場合には、次ようになる。

$$\begin{aligned} Z(T = 0) &= 1.0 \\ Z(T = \infty) &= \mu \\ Z(c = 2) &= \sqrt{2\mu - 1} \end{aligned} \quad (\text{A.1.10})$$

$T = \infty$ の時は変位一定則、 $c = 2$ はエネルギー一定則から得られる式に一致する。

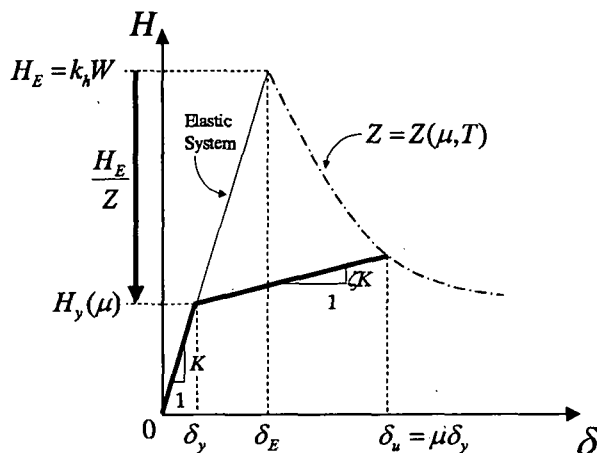


図 A. 1. 3 エネルギー一定則の概念

エネルギー一定則 (Equal-energy approach)

この考えは、道路橋示方書など我が国の耐震設計規準で採用されている考えで、固有周期に無関係に、塑性率のみの関数として次式のように表される。

$$Z(\mu) = \sqrt{2\mu - 1} \quad (\zeta = 0) \tag{A.1.11}$$

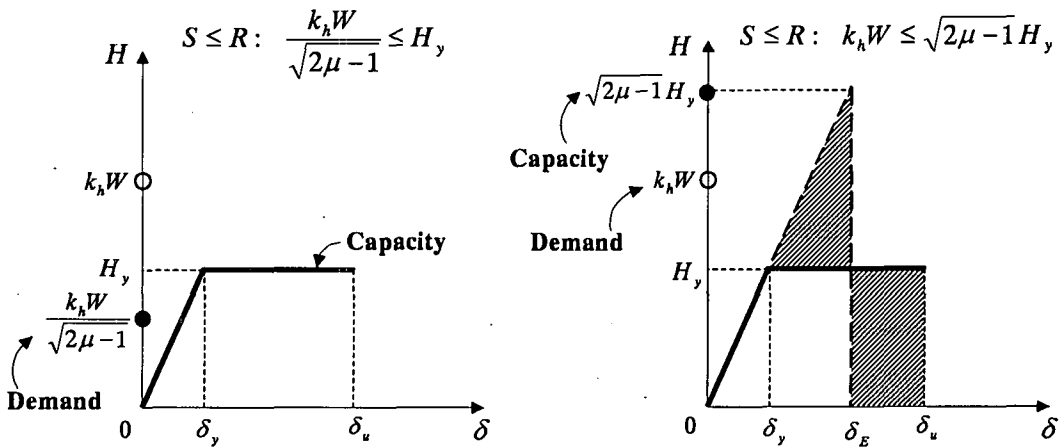
$$Z(\mu) = \sqrt{2\mu - 1 + \zeta(\mu - 1)^2} \quad (\zeta \neq 0) \tag{A.1.12}$$

従って、エネルギー一定則による耐震照査は、 $\zeta = 0$ の場合次のようになる。

$$S \leq R : \frac{k_h(T)W}{\sqrt{2\mu - 1}} \leq H_y \quad (\zeta = 0) \tag{A.1.13}$$

表A.1.1 Krawinklerの式の係数の値

ζ	a	b
0	1.00	0.42
0.02	1.00	0.37
0.10	0.80	0.29



(a) 式(A.1.13)による照査

(b) 式(A.1.14)による照査

図 A.1.3 エネルギー一定則による照査($\zeta = 0$ の場合)

ここで、 H_y は Capacity としての降伏水平力である。この式はよく知られた式であるが、解釈には注意を要する。すなわち、この式の μ は応答塑性率(Demand)ではなく、応答とは無関係な塑性率 (Capacity) であるため、式 (A.1.13) の比較は、弾性応答から求められた慣性力 $k_h W$ (Demand) を Capacity としての塑性率から求められた荷重低減係数 $Z(\mu)$ で低下させた Demand としての降伏水平力 $H_y(\mu)$ (左辺) と Capacity としての降伏水平力 H_y とを比較する形になっている。そのため、照査は、図 A.1.3(a) に示すような形で行っていることになる。照査として、左辺は Demand, 右辺は Capacity から求められる量と峻別するならば、照査は次式の形で行う方がよい。

$$S \leq R : k_h(T)W \leq \sqrt{2\mu - 1} H_y \quad (\zeta = 0) \tag{A.1.14}$$

この場合には、右辺は降伏水平力 H_y に等価な弾性強度と見なすことが出来、それを構造物

が弾性応答をすると仮定したときの慣性力と比較することになる(図 A. 1. 3(b)).

本委員会では指摘されたことであるが、照査式を式(A. 1. 9)のように書くと、この式の左辺が恰も非弾性域での慣性力(応答値)であると誤解されることである。しかし、実際に橋脚に作用している力は、一般にこの応答値よりも大きい降伏水平力 H_y である(ただし、応答塑性率が塑性率に等しければ両者は一致する)。この混乱は道路橋示方書(平成8年)にも見られる。例えば、タイプBの支承に作用させるべき設計水平震度は、同示方書によれば「地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度を用いて算出される慣性力に相当する水平力(すなわち、 $k_h W / \sqrt{2\mu - 1}$ で式(A. 1. 13)の左辺)」とあるが、もし支承に橋脚と同程度以上の強度を持たせると考えるならば、支承に作用させるべき設計水平力は H_y である。

変位一定則 (Equal-displacement approach)

変位一定則での荷重低減係数は図 A. 1. 1(b)より次式で与えられる。

$$Z(\mu) = \mu \quad (\text{A.1.14})$$

$\mu \geq \sqrt{2\mu - 1}$ であるから、エネルギー一定則は変位一定則よりも大きな応答値 S を予測することになる。ここでも注意しないといけないのは、橋脚に作用する力は $k_h W / \mu$ ではなく、この場合も H_y であることである。

所要降伏震度スペクトル(Inelastic strength demand spectrum)

与えられた固有周期 T_0 と目標塑性率 μ_0 より Demand としての降伏強度 $H_y)_{Demand}$ を式(A. 1. 6)から求め、それと Capacity としての降伏強度 H_y を比較して照査を行う。すなわち、 $S = W \cdot k_y(\mu_0, T_0)$ 、 $R = H_y$ である。なお、式(A. 1. 6)と式(A. 1. 7)の比較から、

$$\frac{k_h(T)}{Z(\mu, T)} = k_y(\mu, T) \quad (\text{A.1.15})$$

の関係があることが分かる。

(3) まとめ(表 A. 1. 2)

表 A. 1. 2 経験則のまとめ

照査法	エネルギー一定則		変位一定則	所要降伏震度 スペクトル
	$\zeta = 0$	$\zeta \neq 0$		
$S \leq R$ 変位照査法 $S = \delta_{\max}$ $R = \delta_u$	$\delta_{\max} = \frac{\delta_y}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{\delta_E}{\delta_y} \right)^2 \right\}$	$\delta_{\max} = \frac{\delta_y}{\zeta} \left\{ \zeta - 1 + \sqrt{1 - \zeta + \zeta \left(\frac{\delta_E}{\delta_y} \right)^2} \right\}$	$\delta_{\max} = \delta_E$	$\delta_{\max} = \mu_s \delta_y$
保有耐力法 $S = k_h W / Z$ $R = H_y$	$Z = \sqrt{2\mu - 1}$	$Z = \sqrt{2\mu - 1 + \zeta(\mu - 1)^2}$	$Z = \mu$	$Z = \frac{k_h}{k_y(\mu, T)}$

記号： $\mu = \delta_u / \delta_y$ = 塑性率、 $\zeta = H - \delta$ 関係の第1勾配と第2勾配の比(図 A. 1. 3)、 δ_E = 弾性最大応答変位(式 A. 1. 3)、 $k_y(\mu, T)$ = 所要降伏震度スペクトル、 μ_s = 応答塑性率。

Appendix 4.2 一自由度系構造物の Pushover 解析と復元力モデルの作成

(1) 橋脚のみの Pushover 解析

ここで述べる Pushover 解析は、基本的には新技術報告書〔鋼構造新技術委員会, 1886〕の方法と同一である。変形が大きいゴム支承あるいは免震支承などを除き、Pushover 解析は橋脚のみを取り上げて実施する。例えば、図 A.2.1(a) に示すような一層ラーメン橋脚で、頂部に上部構造重量 W が集中する場合（橋脚自身の重量はその 50% を上部構造の重量に加算する）には、Pushover 解析モデルは同図(b)に示したようになる。構造は平面骨組構造である。ここで、 H は慣性力に相当する水平荷重で、その作用位置は、道示の図一解 3.3.3 に示されているように、橋軸方向に対しては支承底面、橋軸直角方向に対しては上部構造の重心位置である。

以下、解析に必要な量および解析結果からバイリニアモデルを作成する方法を述べる。

a) 材料の応力-ひずみ関係

図 4.4.1(a) および 図 4.4.2 に鋼 (SS400~SM570) およびコンクリートに対する応力-ひずみ関係が与えられているのでそれらを使用すればよい。鋼材に対しては、引張および圧縮とも同じ応力-ひずみ関係を用い、ひずみ硬化を考慮する。コンクリートは引張強度を無視し、圧縮破壊はコンクリートが橋脚内部に拘束されているので、1.1%まで生じないものとしている。

b) 構造物の破壊条件

解析によって求められる水平荷重-水平変位 (H - δ 曲線) の終点を定めるために必要な条件である。破壊条件は充填コンクリートの有無によって異なるが、構造物内の 1 カ所でもこの条件に達すれば構造物は終局状態に達したと見なす。

コンクリート無充填部：最も危険な部材セグメント（有効破壊長と称する長さ L_e を持つ部材セグメント）が過度の局部座屈、塑性化などにより変形能を失ったとき構造物は破壊すると仮定する。具体的には、構造物内に設定した部材セグメントの断面における最圧縮部の肉厚中央面のひずみ ε （箱形断面のときは最圧縮フランジ肉厚中央面のひずみ）の有効破壊長領域での平均ひずみ ε_a と破壊ひずみ ε_u の比（損傷度 D ）の最大値 D_{max} が 1.0 に達したときに構造物は破壊すると仮定する。すなわち、破壊基準は、次式で表される。

$$D)_{max} \equiv \left. \frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_u} \right)_{max} = 1.0 \quad (A.2.1,2)$$

$$\varepsilon_a = \frac{1}{L_e} \int_0^{L_e} \varepsilon dx$$

これは、式(4.5.6)のひずみによる変形照査法と同一である。鋼断面の破壊ひずみおよび有効破壊長については Appendix 4.4 に詳述されている。図 A.2.2 は、鋼ラーメン橋脚の終局点

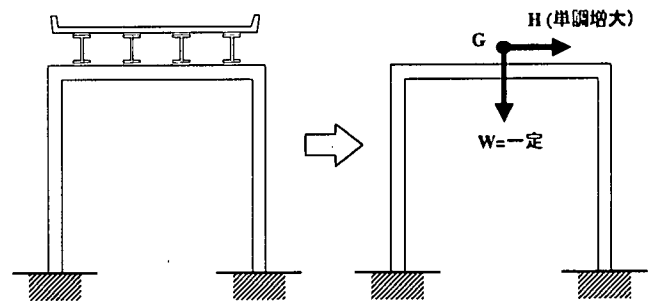


図 A.2.1 Pushover 解析モデル

を求める概念図である。

コンクリート充填部: コンクリートが充填されている部分は、コンクリートのひずみが圧縮破壊ひずみ(1.1%)に達した時に生ずると仮定している。すなわち、式(A.2.1, A.2.2)の ε として充填コンクリート最外縁ひずみ、 ε_u として0.011をとる。有効破壊長は無充填部と同じとする。

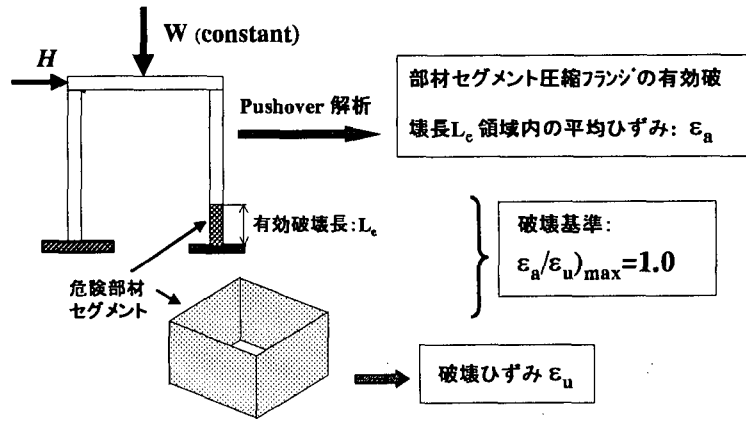


図 A.2.2 Pushover 解析により終局点を求める概念図

上記の破壊条件は、第1ヒンジが形成されたときに構造物は崩壊するという第1ヒンジ法と似ているが、違いは断面力が全塑性モーメントを超えても、破壊条件に達しなければ(変形能に余裕があれば)構造物は健全と仮定するところにある。従って、場合によっては、後続のヒンジが形成される(すなわち、全塑性モーメントに達する)まで構造物は健全であるかもしれない。このような破壊条件は一般的に安全側である。将来的には、部材セグメントの局部座屈後の挙動を考えた解析(Static<N3>解析、あるいは局部座屈の影響を考慮した応力-ひずみ関係を用いたStatic<N2>解析)が可能になれば、より正確に解析することができよう。一つの試みが第5章の Appendix 5.1 に述べられている。なお、断面が比較的厚肉で変形能は十分あるものの、構造がスレンダーでしかも鉛直荷重が大きい橋脚(いわゆるハイピヤ-構造)の場合には、断面が変形能を失う前にP-Δ効果により荷重降下が生ずる場合がある。この場合には、最高荷重の95%の荷重点を終局限界とする。

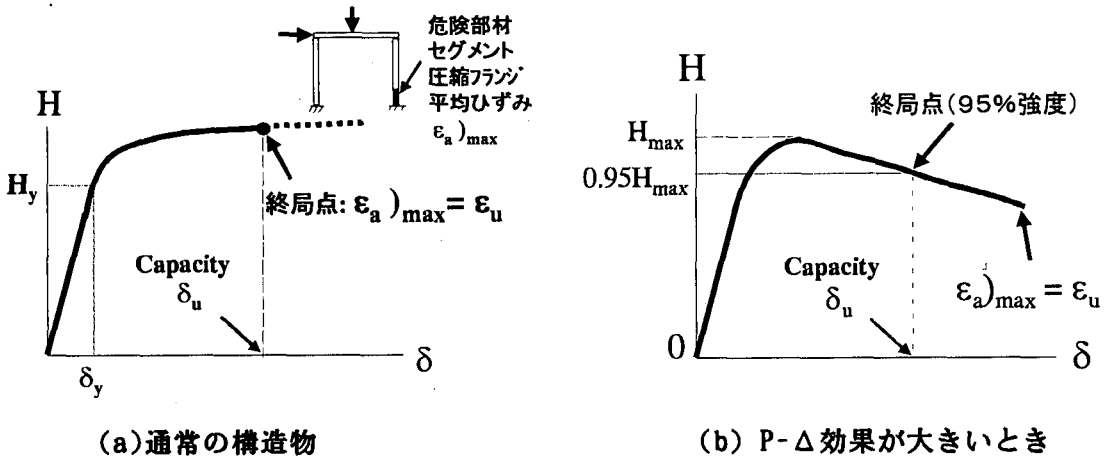


図 A.2.3 Pushover 解析結果

以上をまとめると、構造物の破壊は次のいずれかが生じたときでその点が終局限界である。

- ① 構造物の一部材セグメントが変形能を失う(平均ひずみが破壊ひずみに達する)。
- ② 構造物全体が不安定になり荷重が最高荷重の95%まで降下する。

c) 解析概要

通常の Pushover 解析は<Static><N2>解析で、詳細は第 5 章に譲る。ただし、特殊な構造では<Static><N1>解析で十分な場合があるが、それについては 4.3.3 節を参照されたい。平面骨組構造の解析であるので、殆どの汎用構造解析ソフトにはツールが準備されている。ただし、応力-ひずみ関係には図 4.4.1 に示したものを使用する必要があるため、user subroutine 等の準備が必要である。また、コンクリート充填部の解析には特別の工夫が入り、節点共有（鋼およびコンクリートのはり要素の節点を共有させることによりコンクリート充填と同じ効果を出す）の概念が必要である。

解析では鉛直荷重 W をまず加え、ついで鉛直荷重を一定に保ちながら水平荷重を増加させ、終局限界に達するまで継続される。解析結果は図 A.2.2 のように、水平荷重 H とその作用点の水平変位 δ として表され、 δ_u が終局変位であり、変位照査法を行う場合の Capacity R の一つとなる。なお、水平変位は水平荷重を増加させてからの変位で、それまでの鉛直荷重による変位は考えない。

d) バイリニア H - δ モデルの作成方法

Pushover 解析結果は、取り扱いの容易さから、通常、多直線近似される。橋脚のみの解析であればバイリニアで十分である。初期剛性と終局点を解析値に固定し、第 1 折点の設定方法を変えた 3 種類のモデルが図 A.2.4 に示されている。(1)は降伏力と終局点を結んだモデル[鋼構造新技術委員会, 1996; 名古屋高速道路公社, 1998], (2)は終局点までのエネルギー吸収量が解析値と等しくなるように第 2 勾配を決めるモデル[宇佐美ら, 1999], (3)は第 2 勾配を零にするモデルである。ただし、コンクリート部分充填橋脚に対する(1)のモデルにおいては、[鋼構造新技術委員会, 1996]ではコンクリートを無視し、[名古屋高速道路公社, 1998]ではコンクリートを考慮して降伏水平力を算定している。一般には、(2)の方法が根拠が明白であることから好ましいと考えられる。動的解析の場合は、設定したバイリニアモデルを骨格曲線とし、移動硬化則を用いるのがよい。

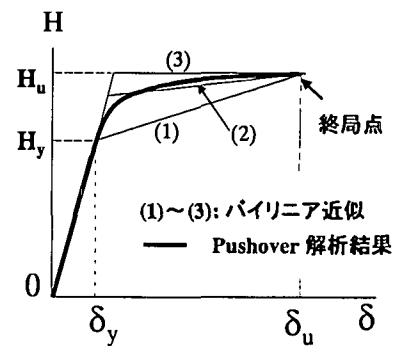


図 A.2.4 H - δ モデルの作成

(2) 橋脚・支承一体構造の Pushover 解析

水平方向の変形が大きいゴム支承あるいは免震支承を有する橋脚に対しては、橋脚と支承を一体化した構造物に対して Pushover 解析を実施する必要がある(図 A.2.5)。このような構造物は本来、最低 2 自由度系として取り扱うべきであるが、通常の場合、橋脚の質量(M_p)は上部構造の質量(M_U)に比べ小さい($M_p/M_U \ll 1.0$)ので、近似的に上部構造の質量のみを考えた 1 自由度系とみなすことが可能である[宇佐美ら, 2000]。図 A.2.5 では、上部構造重量作用位置に一定鉛直荷重の基で水平荷重 H を単調増大させていく。ゴム支承は弾性挙動を仮定し、免震支承は性能試験(せん断試験)から得られるせん断力(Q_B)—せん断変位(δ_B)関係が構成則となる。鉛入りゴム支承(LRB)の場合には Q_B — δ_B 関係は通常バイリニアで表される。橋脚・支承一体構造物では、支承または橋脚の限界状態のいずれかが先に到達したと

きにこの構造物は限界状態に達するとする。支承の破壊条件は、ゴム支承および LRB の場合には、道路橋示方書にならい、せん断ひずみが 250%とすればよい。

まとめると、橋脚・支承一体構造の終局状態は次のいずれかの条件が満足された時である。

- ① 構造物の一部材セグメントが変形能を失う（平均ひずみが破壊ひずみに達する）。
- ② 構造物全体が不安定になり荷重が最高荷重の 95%まで降下する。
- ③ 支承が破壊条件を満たす。（ゴム支承、LRB などの場合には、支承のせん断ひずみが 250%に達する）。

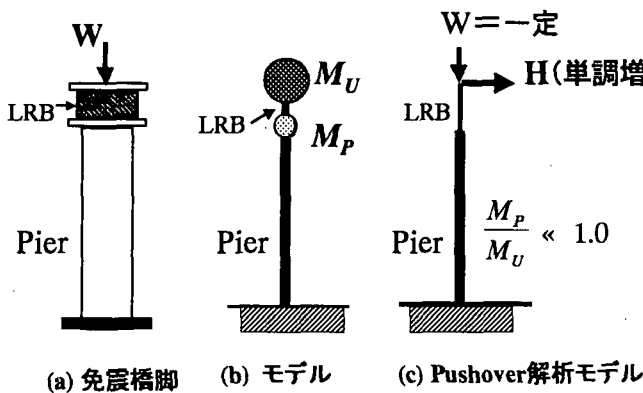


図 A.2.5 免震橋脚の Pushover 解析モデル

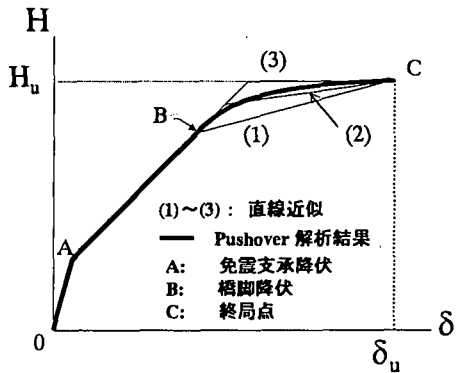


図 A.2.6 トリリニア H- δ モデル

免震橋脚の Pushover 解析結果は、図 A.2.6 に示すように、免震支承降伏、橋脚降伏そして終局状態の過程をたどるが、その都度、勾配が急変するため、トリリニア近似が望ましい。免震支承の特性がバイリニアで表されれば、第 1、第 2 折れ線の勾配は一定であるため、解析結果をそのまま使用すればよい。第 3 折れ線の設定方法は、橋脚だけの Pushover 解析結果の近似と同じような手法が用いられる。なお、ゴム支承の場合は、支承の降伏は考えないので、橋脚だけの場合と同じくバイリニア近似で十分である。

(3)適用例

コンクリート部分充填単柱式橋脚

最初の適用例として静的繰り返し荷重を受けるコンクリートを部分充填した鋼製橋脚（名古屋高速道路公社の供試体 N2～N5）の実験結果と Pushover 解析結果（“新技術”と表示）との比較を図 A.2.7 に示す。供試体の寸法、材料定数等は第 5 章、表 5.6.1 を参照されたい。図中には、参考までに道路橋示方書（平成 8 年）によって計算した Pushover 解析結果（“道示”と表示）も載せてある。図より、新技術報告書/本報告で提案する方法により、終局変位、終局荷重をかなりの精度で算定できることが分かる。

コンクリート無充填単柱式鋼製橋脚

図 A.2.8 は箱形断面鋼製橋脚の繰り返し載荷実験から得られた 95%強度点に対応する終局変位を、Pushover 解析から予測した結果を比較したものである。実線は実験値の平均値曲線（式 4.5.19）、点線は平均値－標準偏差曲線で式(4.5.19)から標準偏差 $S=0.64$ を差し引いた曲線である。図より、部材セグメントの破壊基準を用いた Pushover 解析結果は、パラメータの広い領域にわたって実験結果とよく一致していることが分かる。

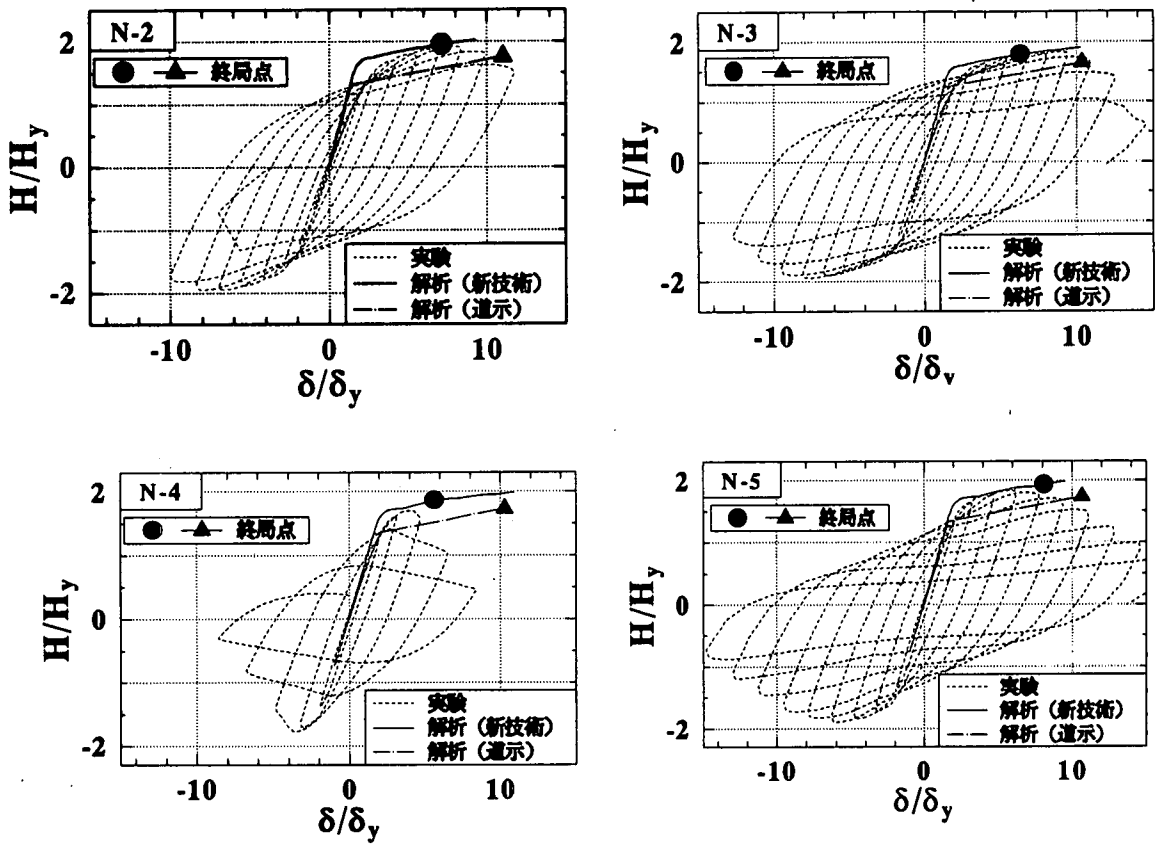


図 A.2.7 コンクリート部分充填橋脚の実験と Pushover 解析結果の比較

1層ラーメン橋脚

1層ラーメン橋脚の繰り返し載荷実験結果[西川ら, 1999]と Pushover 解析結果の比較を図 A.2.9 に示す [鄭ら, 2000]. 橋脚は基部が固定された, 3次不静定構造物である. ここでも, 破壊基準として, 部材セグメントの破壊ひずみを用いることにより, 終局変位を安全側であるが, ある程度の精度で予測できることが分かる.

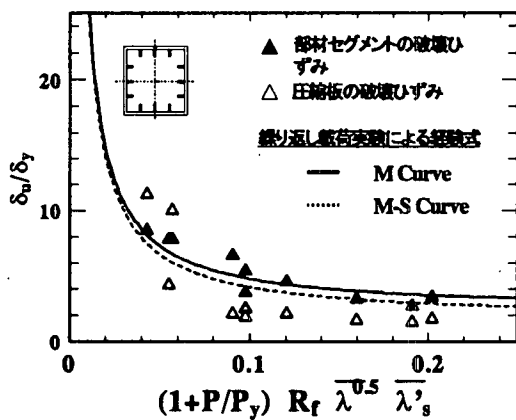


図 A.2.8 繰り返し載荷実験との比較
(補剛箱形断面単柱式橋脚)

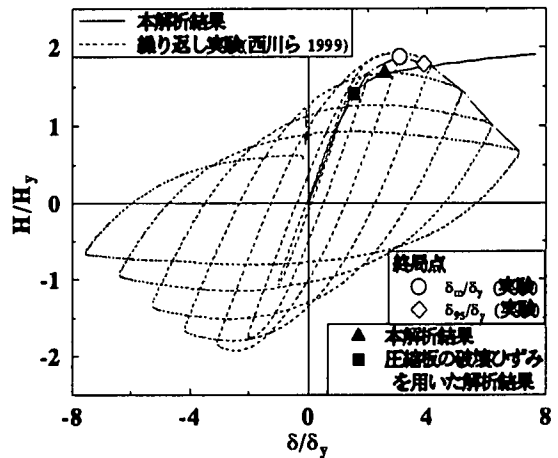


図 A.2.9 繰り返し載荷実験との比較
(ラーメン橋脚)

Appendix 4.3 等価1自由度系モデルによる多自由度構造物の応答解析

(1)概要

Appendix 4.2 で述べた方法は1自由度系モデルに適用できるが、多自由度系の場合(慣性力が2個以上の場合)には次のような問題がある。

- a) Pushover 解析を行う際に慣性力にウエイトをつける必要はないのか? 例えば、2層ラーメンの各階のはりに上部構造が載る場合、それらの慣性力は、同等に扱ってよいのか?
- b) Pushover 解析結果はどのような意味を持つのか?
- c) Pushover 解析結果から、復元力モデルの作成が可能か?

ここでは、上記に対する答として、文献[宇佐美ら,1999]の考え方を図 A.3.1 の流れ図を用いて説明する。

- 1) ①に示すような2層ラーメンで1層および2層のはりに上部構造(それぞれ、重量が W_1, W_2) が載るような構造を考える。この場合には、震度法における荷重状態は図に示したようになる。ここで、構造物の自重は図 A.3.2 に示すように、各層の柱の自重の1/2 とはりの自重を、上部構造重量に加算する。 k_{h1}, k_{h2} はそれぞれ1, 2層の設計水平震度である。現行道路橋示方書(平成8年)では水平震度の高さ方向の分布には触れられていないので、同示方書に従う場合には $k_{h1} = k_{h2}$ とすることになるが、ここでは一般的な場合を考え、 $k_{h1} \neq k_{h2}$ としておく。
- 2) この構造に対する解析モデルとして②に示したものを考える。ここで、鉛直力は左側の図の場合と同じであるが、水平力は2つの慣性力の比を保ちながら単調増大させていく。そのため、荷重係数を λ_f として上段の水平力を λ_f 、下段の水平力を $\lambda_f \cdot k_{h1} W_1 / k_{h2} W_2$ として、上部構造重量 W_i ($i = 1, 2$) を一定に保ちながら λ_f を徐々に増加させ、終局状態に至るまで<Static><N2> 解析に基づく Pushover 解析を行う。ここで λ_f は1自由度系の場合の水平力 H と同じ意味を持つ量である。なお、Pushover 解析の荷重は慣性力の比さえ一定にすればそれぞれの大きさは任意に設定できるので、例えば上段の荷重を $\lambda_f \cdot k_{h1} W_1$ 、下段を $\lambda_f \cdot k_{h2} W_2$ にとることもできる。これは、震度を増加させていく方法で、一般にはこのような荷重状態で解析されるものが多い。
- 3) Pushover 解析により、③の太実線に示したような $V-\delta$ 曲線が得られる。ここで、 V はベースシアースなわち全水平力の和で、この例では $V = \lambda_f \cdot (1 + k_{h1} W_1 / k_{h2} W_2)$ である。 δ は代表的な慣性力の作用位置の水平変位であるが、本手法では最上段の水平力の水平変位をとる。また、 V_u, δ_u はそれぞれ終局状態での V, δ である。
- 4) この $V-\delta$ 曲線を、後述の手法により等価な1自由度系モデル(ESDOF)の水平力(H^*)—水平変位(δ^*)曲線に変換する。③において、 $V-\delta$ 曲線をまずバイリニア ($V_y =$ 降伏ベースシアース、 $\delta_y =$ 降伏水平変位、 $K =$ 弾性(1次)剛性、 $\zeta K =$ 弾塑性(2次)剛性)あるいはトリリニアに近似し、それを④のように ESDOF の $H^*-\delta^*$ 曲線に変換する。ここで、 $H_y^*, \delta_y^*, K^*, \zeta K^*, H_u^*, \delta_u^*$ はそれぞれ ESDOF の、降伏水平力、降伏変位、弾性剛性、弾塑性剛性、終局水平力、終局変位である。以後、右肩に * を付けた量は ESDOF の量であることを示す。
- 5) さらに、ESDOF の質量 M^* 、減衰定数 C^* 、復元力 H^* 、固有周期 T^* などが後述の方法で求められるので、このモデルの弾塑性地震応答解析により、⑤最大応答変位 δ_{max}^* を算定

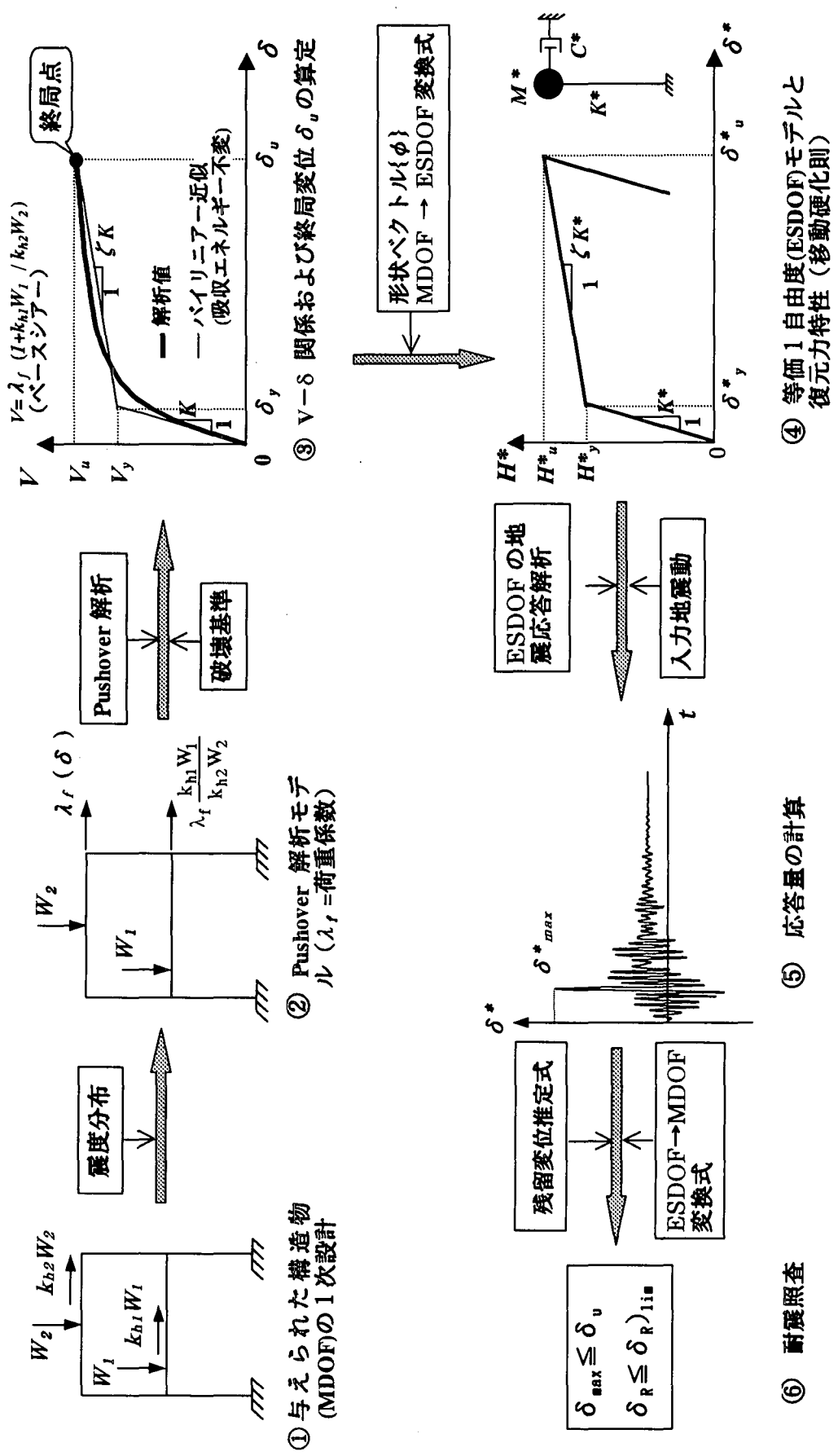


図 A.3.1 等価 1 自由度モデルによる耐震照査の流れ

して、残留変位推定式(表 4.6.1)より残留変位 δ_R^* を求める。

6) それらを元の構造物 (MDOF) の変位に変換し、それぞれの限界値 (δ_u と残留変位制限値 δ_{Rlim}) と比較することにより構造安全性、並びに地震後の使用性の照査 (⑥) が変位照査法により出来る。

以上が提案法の流れであるが、照査過程で問題となる検討項目について説明を加える。

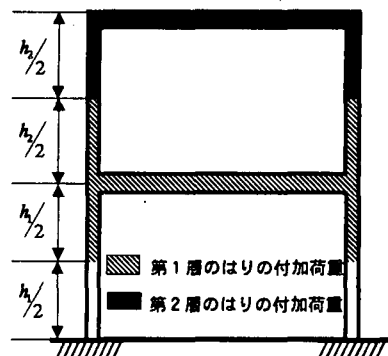


図 A.3.2 上部構造重量の付加荷重

高さ方向の震度分布

高さ方向の震度分布は設計基準により種々のものが用いられ、一様分布(道路橋示方書)、逆三角形分布、頂部集中荷重と逆三角形分布を組み合わせた分布(アメリカの Uniform Building Code)、放物線分布、その他(例えば我が国の建築基準法のいわゆる A_i 分布)がある。これらの内、a) 震度一様分布および b) 震度逆三角形分布の2種類の Pushover 解析結果を比較した[宇佐美ら,1999]ところ、結果に大きな差がなかった。従って、取り扱いが簡単な、震度一様分布(慣性力すべてを同じウエイトにする)が実用上便利であろう。

破壊基準

Appendix 4.2 と同じ基準を用いればよい。

$V-\delta$ 曲線の線形近似

Pushover 解析から求められた $V-\delta$ 曲線からバイリニアまたはトリリニアモデルを求める方法である。橋脚のみの Pushover 解析ではバイリニア近似でよいが、免震支承・橋脚一体解析では、支承降伏→橋脚降伏→橋脚または支承終局という経過をたどるため、トリリニア近似が望ましい。近似の方法は Appendix 4.2 で述べたように、終局点までの吸収エネルギー($V-\delta$ 曲線と基線との間に囲まれる面積)が元の曲線と近似曲線で変わらない条件から求めるのがよいであろう。ただし、弾性域の剛性および終局点は近似の前後で変わらないものとする。

形状ベクトル $\{\phi\}$

形状ベクトルは慣性力の作用位置の水平変位を頂部の変位によって表すときの内挿ベクトルであり、基本(1次)モードのみを採用したときのモードマトリックスに相当する。

形状ベクトルとして、

a) 弾性固有値解析から求められる1次固有ベクトル(初期形状ベクトル)

b) Pushover 解析における終局状態での変位ベクトル(終局形状ベクトル)

が考えられる。橋脚のみの Pushover 解析であれば、両者の差はあまり大きくないが、免震支承との一体解析の場合には差が出てくる場合がある[宇佐美ら, 1999]。そのときは、Pushover 解析の全過程の形状ベクトルをモニターし、初期形状ベクトルによって応答値の第1次近似解を求め、それを基に形状ベクトルを更新して応答値の第2次近似解を求め直す(すなわち、Demand レベルの近似解からでの形状ベクトルにより応答値を求める)方法が考えられる。

MDOF から ESDOF の諸量への変換式

元の構造物(MDOF)の諸量から等価1自由度系モデル(ESDOF)の諸量への変換式は、モー

ダルアナリシスと同じような手法で次式のように求められる。

$$H^* = \{\phi\}^T \{H\} \quad (\text{A.3.1})$$

$$\delta^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{1\}} \delta \quad (\text{A.3.2})$$

$$K^* = \frac{H_y^*}{\delta_y^*} \quad (\text{A.3.3})$$

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{1\} \quad (\text{A.3.4})$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (\text{A.3.5})$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad (\text{A.3.6})$$

ここで、 $\{H\}$ = 水平力ベクトル、 $\{1\}$ = 要素がすべて 1.0 のベクトル、 $[M]$ = 質量マトリックス、 $[C]$ = 減衰マトリックスであり、右肩に * がついた量はすべて ESDOF の量を示す。 δ_y^* 、 H_y^* はそれぞれ MDOF の降伏点 (δ_y 、 V_y) に対応する ESDOF の水平変位 δ^* 、水平力 H^* である。 $\{H\}$ は図 A.3.1①の例では次式のようになる。

$$\{H\}^T = \lambda_f [1, k_{h1}W_1 / k_{h2}W_2] \quad (\text{A.3.7})$$

なお、形状ベクトルとして 1 次固有モードを用いれば、 T^* は元の構造物の 1 次固有周期とほぼ等しくなる [宇佐美ら, 1999]。

ESDOF の最大応答変位 δ_{max}^* および残留変位 δ_R^*

最大応答変位の計算方法として等価 1 自由度系モデルの弾塑性地震応答解析を行う。復元力特性は、等価 1 自由度系のバイリニア型 $H^* - \delta^*$ 関係を骨格曲線とする移動硬化型の復元力モデルが考えられる。なお、 $H^* - \delta^*$ 関係には $P - \Delta$ 効果がすでに含まれているので、地震応答解析は <Dynamic><N1>によればよい。この方法では残留変位は応答計算の結果として求められるが、バイリニアあるいはトリリニア復元力モデルと移動硬化則から求められた残留変位は精度が一般に劣るので、表 4.6.1 の経験則 (平均値相当曲線) に最大応答変位 δ_{max} を代入して求められた残留変位を用いるのがよい。

耐震照査

δ_{max}^* 、 δ_R^* を変換式 (A.3.2) を用いてラーメン構造物最上部の最大応答変位 δ_{max} 、残留変位 δ_R に変換し、それぞれの限界値としての δ_u 、残留変位制限値 $\delta_R)_{lim}$ と比較する。

(2) 適用例

2 層ラーメン橋脚を取り上げて検討した結果について述べる [宇佐美ら, 1999]。図 A.3.3 は等価 1 自由度に置換したモデルから算定した応答塑性率 $\delta_{max} / \delta_y)_{ESDOF}$ と元のラーメン橋脚 (MDOF) をはり要素と修正 2 曲面モデルを用いて時刻歴応答解析を行って算定した応答値 $\delta_{max} / \delta_y)_{MDOF}$ を比較したものである。 $\delta_{max} / \delta_y)_{MDOF}$ はベンチマークと考えてよく、図より ESDOF モデルは非常によい精度で最大応答変位を予測できることが分かる。ところが、残留変位の予測精度はかなり悪い。そこで、文献 [宇佐美ら, 1999] では、残留変位は ESDOF の応答解析結果から予測する代わりに、最大応答塑性率 $\delta_{max} / \delta_y)_{ESDOF}$ を単柱式鋼製橋脚の

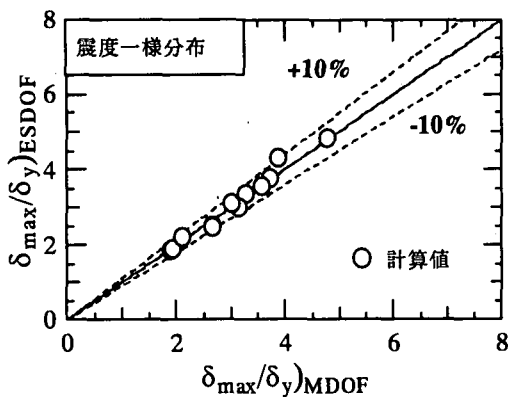


図 A.3.3 応答塑性率の比較

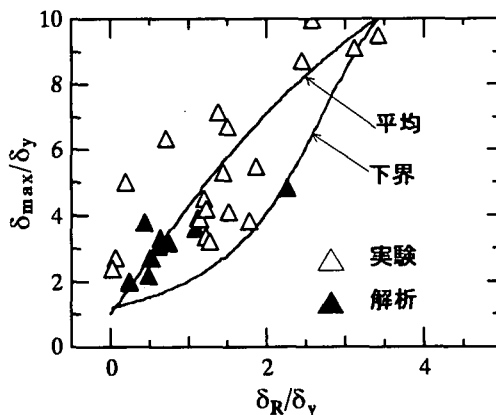


図 A.3.4 応答塑性率と残留変位の関係

残留変位推定式(表 4.6.1)に代入して得られる値を用いることを推奨している。図 A.3.4 は修正 2 曲面モデルを用いて MDOF の時刻歴応答解析から得られた応答塑性率と残留変位の関係を、単柱式橋脚の実験値および表 4.6.1 の経験式(平均値:式(4.6.1), 下界値:式(4.6.2))と比較したものである。実験値, 解析値ともばらつきが大きいものの, 両者はほぼ同じような傾向にあり, 単柱式橋脚の残留変位推定式をラーメン橋脚にも適用可能であると考えられる。

(3) 適用限界

ここで述べた手法は, 式の誘導過程から分かるように, 基本(1次)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きるわけではない。Krawinkler[1998]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上部構造重量が本体重量に比べ非常に大きい, ③はりの強度, 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, など建築構造物およびその設計法と異なる点が多々ある。

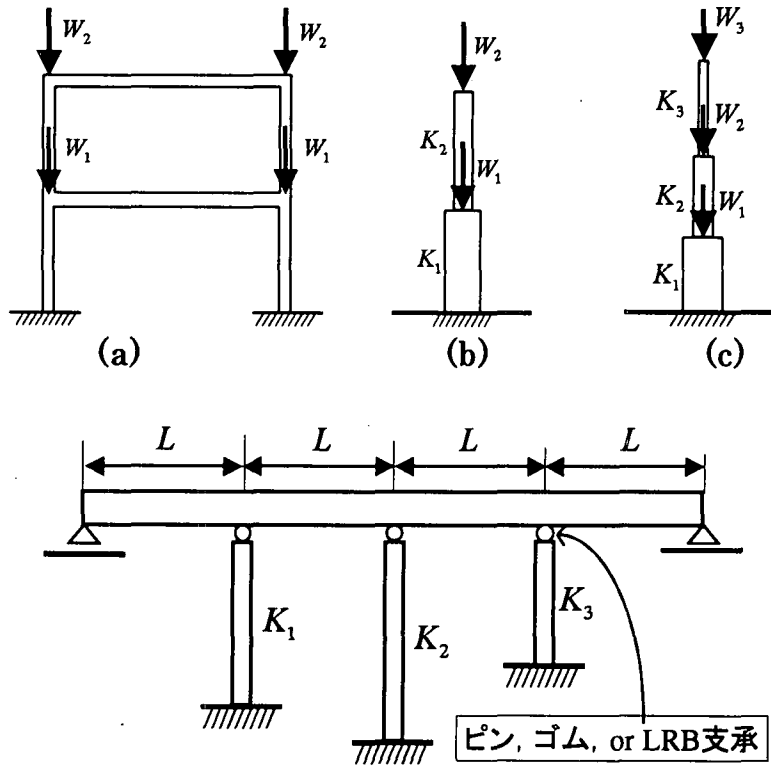
等価 1 自由度モデルの妥当性を図 A.3.5 に示すような 1~3 層のラーメン橋脚の面内挙動および 4 径間連続橋の面内および面外挙動に対して検討した図 A.3.6 の結果によれば, 概略次の条件を満足すれば等価 1 自由度系モデルにより多自由度系構造物の応答を精度よく推定できるようである[Usami et al.,2000]。

$$\frac{M_{eff,1}}{M_{Total}} > 0.75 \quad (A.3.8)$$

ここで, $M_{eff,1}$ は 1 次モードの有効質量[柴田,1981], M_{Total} は上部構造の全質量である。

図 A.3.5 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(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

物の場合は、一般的に精度はよい。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(d)の面内挙動は、桁の軸方向剛性が橋脚の曲げ剛性に比べに大きく、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。面外挙動については、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。



(d) 連続橋の面内および面外挙動

図 A.3.5 等価1自由度系モデルの適用範囲を調べるための構造

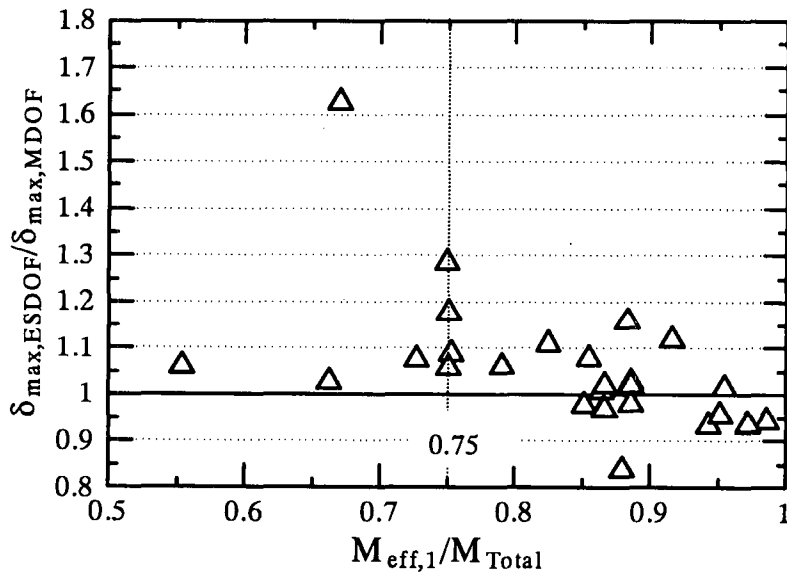


図 A.3.6 等価1自由度系の解の精度

Appendix 4.4 破壊基準と有効破壊長

(1) 破壊ひずみと有効破壊長

破壊基準は次のような場合に用いられる。

a) Pushover 解析を行ったときの終局状態の算定 (図 A.2.2, 図 A.2.3)

b) 動的解析による安全性照査(図 4.5.2)

破壊ひずみ算定式は、純圧縮を受ける板要素 [宇佐美ら,1995], 純圧縮または圧縮と曲げを受ける箱形断面およびパイプ断面の部材セグメント (短柱) [Gao et al.,1998; 鄭ら,2000] に対して経験式が提案されている (表 A.4.1, 図 A.4.1). いずれも、部材軸方向にとったある長さの平均垂直ひずみ (断面に対しては最外縁ひずみで、箱形断面に対しては圧縮フランジ板のひずみ) で表されている。部材軸方向の長さは、後述の有効破壊長に相当

表 A.4.1 板要素および部材セグメントの終局ひずみ

構造種別		破壊ひずみ $\varepsilon_u / \varepsilon_y \leq 20$	適用範囲
板要素 (純圧縮)	無補剛	$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.07}{(R_f - 0.2)^{2.53}} + 1.85$ (A.4.1)	$0.2 \leq R_f \leq 0.8$
	補剛	$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.145}{(\bar{\lambda}_s - 0.2)^{1.11}} + 1.19$ (A.4.2)	$0.2 \leq R_f \leq 0.8$ $0.2 \leq \bar{\lambda}_s \leq 0.8$ $\gamma / \gamma^* \geq 1.0$
部材セグメント (純圧縮)	無補剛箱形	無補剛板要素に同じ	
	補剛箱形	補剛板要素に同じ	
	パイプ	$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.445}{(R_t - 0.03)^{0.6}} + 1.0$ (A.4.3)	$0.03 \leq R_t \leq 0.5$
部材セグメント (圧縮と曲げ)	無補剛箱形	$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.108(1 - P/P_y)^{1.09}}{(R_f - 0.2)^{3.26}} + 3.58(1 - P/P_y)^{0.839}$ (A.4.4)	$0.2 \leq R_f \leq 0.8$ $0.0 \leq P/P_y \leq 0.5$
	補剛箱形	$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.8(1 - P/P_y)^{0.94}}{(R_f \bar{\lambda}_s^{0.18} - 0.168)^{1.25}} + 2.78(1 - P/P_y)^{0.68}$ (A.4.5)	$0.3 \leq R_f \leq 0.7$ $\gamma / \gamma^* \geq 1.0$ $0.0 \leq P/P_y \leq 0.5$
	パイプ	$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.12(1 + 4P/P_y)}{(R_t - 0.03)^{1.45}(1 + P/P_y)^5} + 3.6(1 - P/P_y)$ (A.4.6)	$0.03 \leq R_t \leq 0.5$ $0.0 \leq P/P_y \leq 0.3$

Note: 記号については、表 3.3.1 参照

表 A.4.2 有効破壊長

断面形状	有効破壊長: L_e
箱形断面	$L_e = \text{Min}(0.7b, a)$ (A.4.7)
パイプ断面	$L_e = 1.2 \left(\frac{1}{R_t^{0.08}} - 1 \right) D$ または $L_e = 3.0 \sqrt{\frac{Dt}{2}}$ (A.4.8), (A.4.9)

(記号) b =フランジ幅, a =ダイアフラム間隔, R_t =径厚比パラメータ, D =パイプ径

する。提案式は単調増大荷重の基での解析から得られる 95%強度点に対応する平均ひずみから導かれたものであるが、静的繰り返し载荷に対する解析結果を参考に、比較的厚肉の断面に対しては多少安全側になるようにしてある（図 A.4.1）。これは、断面が厚肉になるほど、単調増大と繰り返し载荷の破壊ひずみに差が出てくるためである。

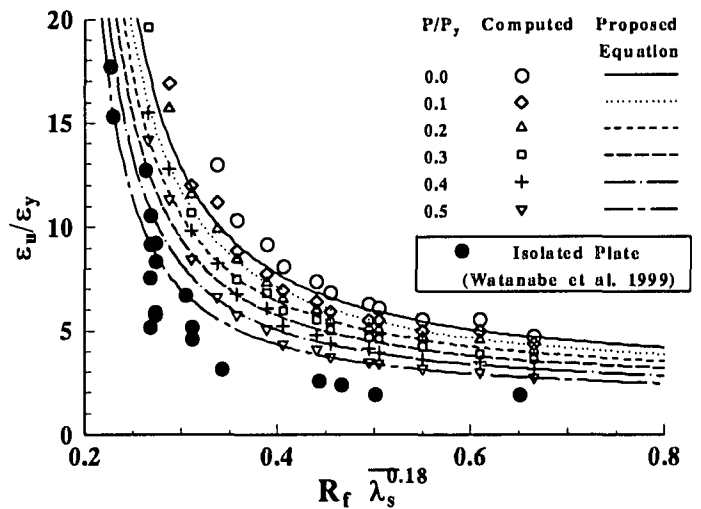
板要素の破壊基準式は軸力に無関係で、任意の薄板集成断面に適用可能で汎用性があるが、比較的厚肉な断面に対しては安全側過ぎる場合がある。従って、補剛および無補剛箱形断面およびパイプ断面の場合は、それぞれの断面に対して求められた部材セグメントの式を使うのが良い。ただし、部材セグメントの式は軸力に対する適用範囲であるため、軸力がそれを超える場合は、板要素の式を使う。また、ラーメン橋脚の脚などでは軸力が引張りになることがあるが、そのときは、軸力を零と置いた式を使用すればよい。

破壊ひずみを用いた照査は、“4.5.4 動的解析に基づく照査”および Appendix 4.2 で述べたように、ひずみが最も大きな部材セグメントの、部材軸方向の平均ひずみが破壊ひずみに達したときとしている。部材セグメントの長さは有効破壊長と称され、半波の局部座屈モード長で、表 A.4.2 の経験式を用いることができる。

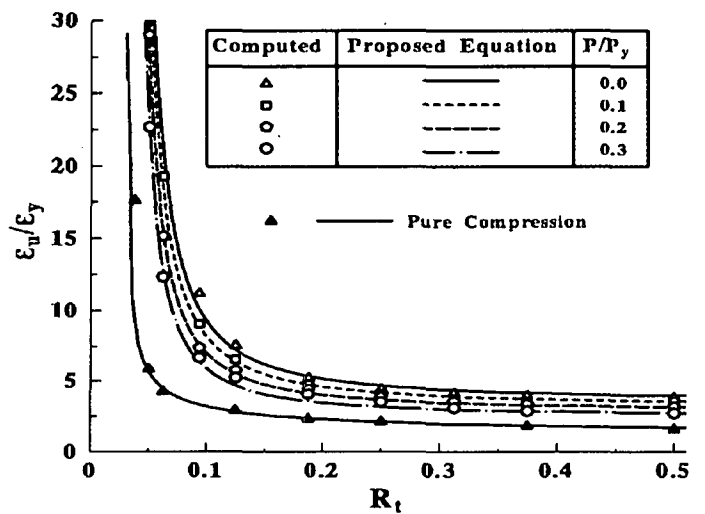
なお、最近単柱式補剛箱形断面鋼製橋脚の繰り返し実験結果の最高荷重点を予測できるような破壊ひずみの提案が実験結果から帰納的に導く試みがなされている [深谷ら,2000]。提案式は幅厚比パラメータ R_F （式 3.3.3）の関数で表されているが、この量は本来 $\gamma/\gamma' \leq 1.0$ で使用できる式であるため、適用範囲について明確にする必要がある。ただし、文献 [田嶋,1999]によれば、 R_F は式 (3.3.4) の $\bar{\lambda}_s$ と R_f の関数で表されることが示されているので、深谷らの提案式は、式(A.4.5)で P/P_y を一定と置いた式と形式的に一致することとなる。

(2)ひずみの大きさ

破壊ひずみの最大値はいずれの式においても降伏ひずみの 20 倍であ



(a) 補剛箱形



(b) パイプ

図 A.4.1 破壊ひずみ

る。これは、これ以上ひずみが大きくなると解析精度が悪くなることと、鋼材の低サイクル疲労の影響による脆性的破壊の恐れがあることから決められたものである。破壊ひずみは、ある長さの領域の平均値であるため、局部的なひずみは破壊ひずみよりも大きくなる。局部ひずみの大きさは、鋼材の低サイクル疲労と関連してくるため、破壊ひずみ時に局部ひずみがどの程度の大きさになるのかを示しておく。

図 A.4.2 は一定軸力($P/P_y = 0.15$)と繰り返し水平荷重を受ける単柱式パイプ断面鋼製橋脚 ($\bar{\lambda} = 0.3$) の基部に発生する局部座屈の山の部分 (基部から橋脚高さの約 0.028 の断面) の内面および中央面の軸方向ひずみの履歴を描いたものである。橋脚断面は $R_t = 0.11$ で比較的薄肉である。この断面に対する破壊ひずみは $\epsilon_u / \epsilon_y = 6.77$ で 20.0 の制限値以内である

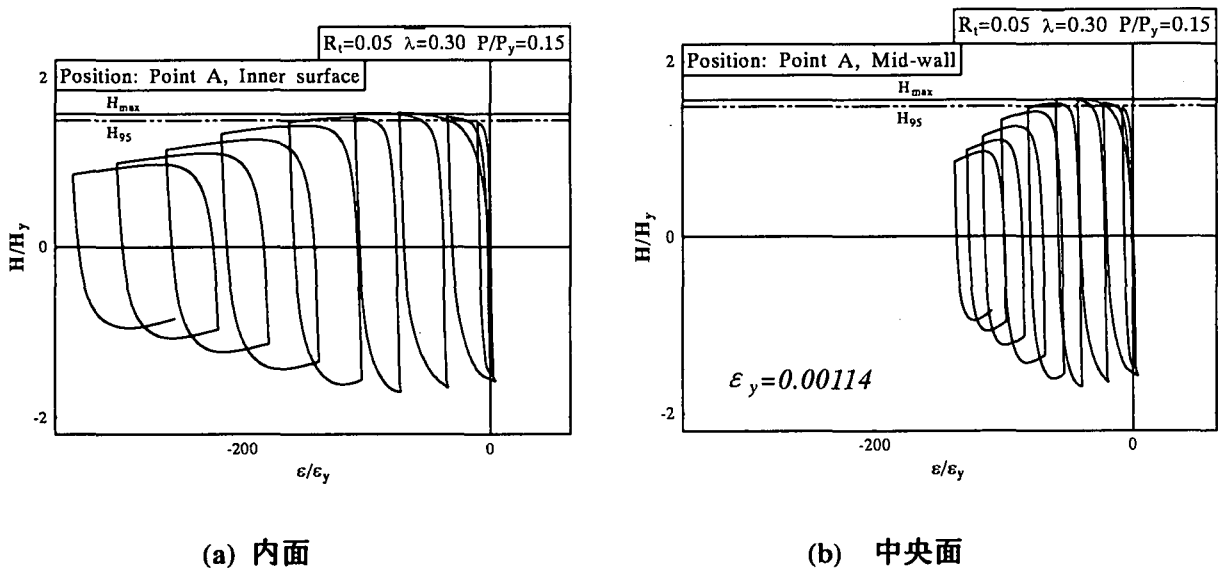


図 A.4.3 パイプ断面橋脚 ($R_t = 0.05$) の局部座屈発生点 ($x/h = 0.041$) の部材軸方向ひずみ

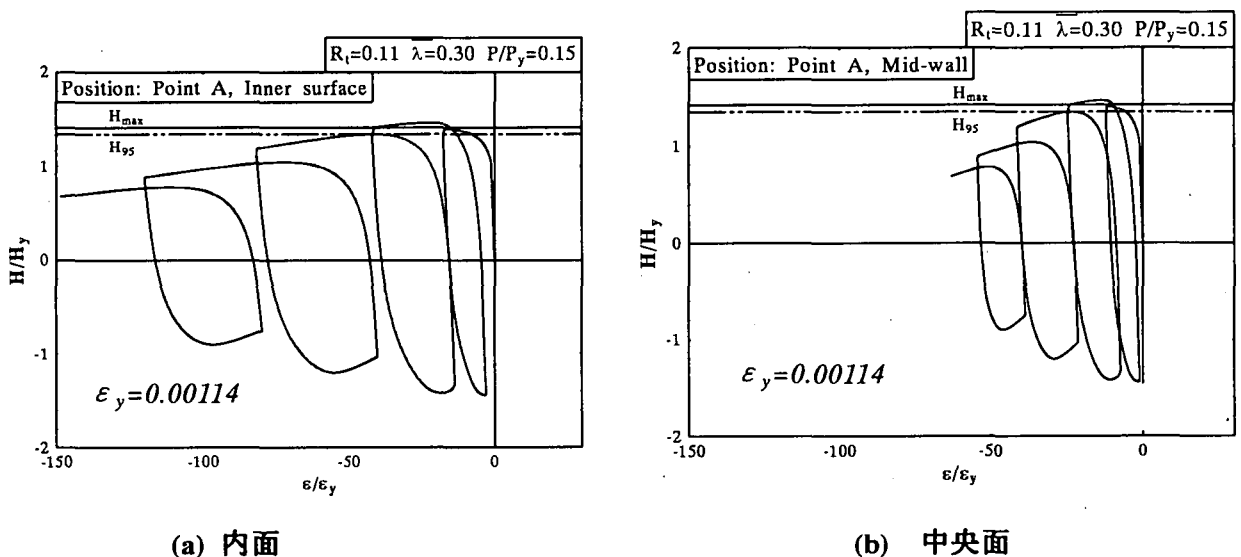


図 A.4.2 パイプ断面橋脚 ($R_t = 0.11$) の局部座屈発生点 ($x/h = 0.028$) の部材軸方向ひずみ

ので、橋脚全体が強度劣化を起こし 95%強度点に達したときがこの橋脚の終局点である。図より、この橋脚の 95%強度点でのひずみは、内面で約 5%、中央面で約 3%程度であり、低サイクル疲労が起こるひずみ [土木学会,2000b] に比べ十分小さい。次に、図 A.4.3 は橋脚断面が $R_f = 0.05$ と厚肉である以外は前と同じ橋脚の軸ひずみの履歴を描いたものである。ただし、座屈の山の部分は基部から、 $0.041h$ に存在する。この場合の式(A.4.6)の値は $\varepsilon_u / \varepsilon_y = 51.6$ となり、 $20\varepsilon_y$ の制限値を越えるため $20\varepsilon_y$ が破壊ひずみとなる。このとき、橋脚の 95%強度点での内面、中央面のひずみはそれぞれ 15%、8%となり、かなり大きくなる。しかし、この場合は破壊ひずみが $20\varepsilon_y$ で制限されるので、このような大きなひずみは実際には生じないことになる。

参考文献

- [Bürgermeister et al.,1966] Bürgermeister, G. and Steup, H.: Stabilitätstheorie, Akademie-Verlag, Berlin, 1966.
- [柴田,1981] 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1981.
- [ECCS,1991] ECCS: Essentials of Eurocode 3, Design Manual for Steel Structures in Building, 1991.
- [Krawinkler et al, 1992] Krawinkler,H. and Nassar, A.A.: Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities, in “Nonlinear Sismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings”, edited by P. Fajfar and H. Krawinkler, Elsevier, 1992.
- [Shen et al., 1993] Shen, C., Tanaka, Y., Mizuni, E. and Usami, T.: A Two-Surface Model for Steels with Yield Plateau, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.8, No.4, pp.179s-188s, 1992.1.
- [Kumar et al.,1995] Kumar,S. and Usami,T.: An evolutionary-degrading hysteretic model for thin-walled steel structures, Engineering Structures, Vol. 18, No.7, pp.504-514, 1996.
- [西村ら, 1995] 西村宣男, 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.
- [坂野ら,1995] 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, p.1-15, 1995.1.
- [宇佐美ら, 1995] 宇佐美勉, 鈴木森晶, I.H.P. Mamaghani, 葛漢彬：コンクリート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.69-85, 1995.10.
- [ATC-32, 1996] ATC-32: Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, 1996.
- [鋼構造新技術委員会, 1996] 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と耐震設計のための新技術, 1996.7.
- [日本道路協会, 1996] 日本道路協会：道路橋示方書・V耐震設計編, 1996.12.
- [鈴木ら,1996] 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.
- [唐ら,1996] 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.

- [Caltrans,1997] San Francisco-Oakland Bay Bridge West Spans Seismic Retrofit Design Criteria, California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- [中島ら,1997] 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.
- [日本道路協会, 1997] 日本道路協会: 道路橋耐震設計に関する資料,1997.3.
- [渡辺ら,1997] 渡辺浩, 崎元達郎, 千場幸輝, 大西俊一: コクリ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, Vo.43A, pp.201-210, 1998.
- [Gao et al, 1998] Gao, S., Usami, T. and Ge, H.: Numerical study on seismic performance evaluation of steel structures, NUCE Research Report, No. 9801, Dept. of Civil Engineering, Nagoya University, 1998.
- [Goto et al.,1998] Goto,Y., Wang,Q.Y. and Obata,M.: FEM analysis for hysteretic behavior of thin-walled column, J. of Str. Eng., ASCE, Vol. 124, No.11, pp.1290-1301, 1998.
- [ISO, 1998] International Standard: General principles on reliability for structures, ISO/FDIS 2394, 1998.
- [名古屋高速道路公社, 1998] 名古屋高速道路公社:耐震設計基準, 1998.
- [Caltrans,1999] Memo to Designers 20-1, Seismic Design Methodology, California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- [Krawinkler et al., 1999] Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K.: Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, Engineering Structures, pp.452-464, 1998.
- [Liu et al., 1999] Liu, Q.Y, Usami, T., and Kasai, A, Inelastic Seismic Design Verification of Steel Bridge Piers, NUCE Research Report, No. 9902, Dept. of Civil Engineering, Nagoya University, 1999.
- [西川ら,1999] 西川和廣, 村越潤, 高橋実, 岡本隆, 池田茂, 森下泰光: 鋼製ラーメン橋脚の耐力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.235-244, 1999.3.
- [鉄道総合技術研究所, 1999] 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計標準),1999.
- [田嶋, 1999] 田嶋仁志: 既設鋼製橋脚の耐震性向上策に関する研究, 東京大学提出学位論文, 1999.
- [宇佐美ら, 1999] 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.
- [渡邊ら, 1999] 渡邊学歩, 川島一彦: 荷重低減係数の特性に関する一検討, 第3回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会地震工学委員会, pp.53-59, 1999.12.
- [Duan et al., 2000] 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.
- [土木学会,2000a] 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討委員会: 鋼構造物の性能照査型耐震設計法,2000.
- [土木学会,2000b]土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討委員会: 耐震性能鋼材,2000.

- [深谷ら, 2000] 深谷茂広, 小野潔, 沈 赤, 村越潤, 西川和広: 矩形断面鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果を基にした曲げ-曲率関係の検討, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1365-1376, 2000.4.
- [Usami et al., 2000] Usami, T., Zheng, Y. and Ge, H.: A seismic design method for thin-walled steel frame structures, submitted to J. of Struct. Eng., ASCE.
- [宇佐美ら,2000] 宇佐美勉・清川昇吾・金田一智章: P- Δ 効果を考慮した免震鋼製橋脚の弾塑性地震応答の簡易推定法, 構造工学論文集, Vo.46A, pp.879-886, 2000.3.
- [鄭ら, 2000] 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, 土木学会鋼構造委員会, pp.25-32, 2000.