

土木鋼構造物の性能照査型耐震・制震設計法の枠組み

宇佐美勉¹・今井真理²・葛西昭³

¹フェロー会員 D.Sc. 工博 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)

²学生会員 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻博士課程前期課程(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

³正会員 工学修士 名古屋大学助手 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)

1. 緒言

本論文は、日本鋼構造協会(JSSC)に設置された土木鋼構造物の性能設計¹⁾および性能照査型耐震設計²⁾の検討委員会(いずれも、主査は第1著者)で検討されてきた土木鋼構造物(主として鋼橋)を対象とした性能照査型の耐震ならびに制震設計の基本的枠組みについて述べたものである。但し、その後の知見により、多少の修正・追加が施してある。

文献1)で提案されているライフサイクルを考えた性能設計は、設計時あるいは供用時に構造物のライフサイクル条件(設計供用期間、維持管理法など)と要求性能を明示すること、および第三者機関による検証と認証が加わることが仕様設計との主な相違点であることが指摘されている。本論文では、土木鋼構造物の耐震性能に関連する要求性能とその具体的な照査法について述べる。

文献2)では、土木構造物の耐震性向上策は大きく次の2つに分類されることが述べられている。すなわち、1)構造的耐震性向上策、2)エネルギー吸収デバイス設置による耐震性向上策、である。

第1の方法は従来から採られてきた「耐震構造」の考え方で、新設構造物であれば、力学的パラメータ値の変更による耐震性能の向上(例えば、板厚を増して幅厚比または径厚比を小さくする、補剛材を追加して幅厚比を小さくする、ダイアフラム間隔を密にして補剛材細長比を小さくする、コンクリートを適切な高さまで充填するなど)あるいは構造形態の変更(例えば、アーチ橋の支点をヒンジから固定にする、支柱をトラス構造からラーメン構造にするなど)がある。また、既設構造物であれば、耐震補強としてコンクリートの部分充填、補剛材の追加設置、角補強など種々の方策が考えられる。これらの耐震性向上策は、補強あるいは構造形態の変更により、部材・部品の塑性変形性能を高める、あるいは

特定の部材・部品に塑性変形を集中させないで構造物内に広く分散させることなどにより、構造物全体の耐震性を向上させる方策である。

第2の方法は、地震時に大きな損傷を起こさせる部材を、地震後に取替えまたは補修が容易に出来る2次部材・部品(エネルギー吸収部材と称し、例えば横構、対傾構など)に限定し、それ以外の部材・部品の損傷を極力小さくする方法である。エネルギー吸収部材は、大地震時には大きな損傷を受け、地震終了後にはその部材のみを取替え・補修する事を意図しているため、しばしば犠牲部材(Sacrificing member)と呼ばれる。また、時には、エネルギー吸収の目的のために特別に開発されたデバイス(制震ダンパー)を用いることもある。上で述べたような構造物は、主構造の損傷が小さいため、一般に地震後の残留変形が小さくなり、また損傷部位が限定されるため補修が容易であるなど耐震性向上の第1の方法に比べ地震後の使用性の観点から有利である。かかる構造は免震構造を含め、総括的に「制震構造」と呼ばれ、建築分野では精力的に研究が行われている。一方、土木分野を見てみると、免震構造を除いた制震構造に関する研究はまだ揺籃期の状態で、計画中含めた施工例は1、2を数えるほどである²⁾。

本論文では、「耐震構造」ならびに「制震構造」に適用できる統合的耐震・制震設計法の枠組みについて述べる。

2. 要求性能マトリックス

(1) 提案耐震要求性能マトリックス

性能設計においては、構造物に付与すべき性能(要求性能)を明示の上、設計が行われる。耐震設計においては要求性能を全ての構造物に対して同一に設定することは経済的な面から得策ではなく、土木構造物では構造物の重要度に応じて要求性能のレベル

が決められるのが通常である。その選択のためのチャートが耐震要求性能マトリックスであり、構造物の重要度および地震外力に応じて、構造物に付与すべき耐震性能が規定される。

図1は、文献^{1),3)}で提案された耐震要求性能マトリックスをその後の知見および提案^{4),5)}を基に再検討して修正したものである。構造物に付与すべき耐震性能は、基本性能としての「構造安全性」と「地震後の使用性」によって区分される4つの水準(耐震性能1~4)である。構造安全性は、「安全」と「破壊」の2段階であり、後述のように種々の方法によって照査される。安全と破壊の境界点は構造物の終局状態で、設計示方書で想定する終局状態によって決められるもので、例えば最大強度後の95%点強度点などが用いられる。4つの耐震性能水準を満たすための最低限の要件は、まず構造安全性を満足する(即ち、「安全」である)ことである。一方、「地震後の使用性」は、「構造安全性」を満たすように設計された構造物にグレードを付けるための規定であり、耐震性能の各水準に対して、表1に示すような4段階の損傷度(無, 小, 中, 大)を考える。各損傷度の具体的な内容は、「機能保持性」と「復旧性」に分けて表中に示されている。補修可能な損傷は「小損傷」までで、「中損傷」以上となると補強が必要となり、復旧までに長期間を要することになる。これらをどのような指標によって区分するかは対象とする部材・部品に対して個別に決められるべきものであり、次章で詳しく述べる。例えば、鋼製橋脚の場合には残留変位あるいは最大応答変位によって損傷度を区分

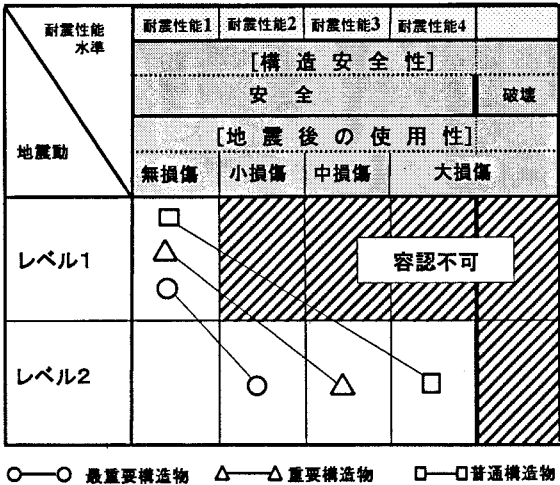


図1 提案耐震要求性能マトリックス

し、各損傷度に対する制限値が定められている。
想定する地震動は、2段階の地震動(レベル1およびレベル2)であり、現行の道路橋示方書・V耐震設計編に規定されている設計地震動と同一である。構造物は、最重要、重要、普通の3段階に分けられ、それぞれの構造物に対して、耐震性能水準が図1の耐震性能マトリックスから選択される。なお、文献^{1),3)}の案では、レベル2をタイプ1(海溝型地震)とタイプ2(直下型地震)に分け、タイプによる地震動の再現期間が異なることから、それぞれのタイプに対して異なった耐震性能水準を与えていたが、ここではタイプによる差を無くした。
(2)道路橋示方書および土木学会の提案との比較
現行道路橋示方書・V耐震設計編⁴⁾では、橋の重要度は2種類(A,B)に分けられ、目標とする耐震性能

表1 JSSC²⁾、道路橋示方書⁴⁾、土木学会⁵⁾の耐震性能水準の比較

耐震性能水準		耐震性能1	耐震性能2	耐震性能3	耐震性能4
構造安全性		安全			
J S S C	損傷度	無損傷	小損傷	中損傷	大損傷
	機能保持性	常時機能保持 (目視点検後、即通行可能)	一部分機能限定 (主構造部材の損傷軽微、補修しながら普通車量が通行可能)	大部分機能限定 (主構造部材にも損傷、荷重制限があり緊急車両のみ通行可能)	機能喪失 (普通車両通行不可能)
	復旧性	補修・補強不要	復旧が短期間で可能 (補修のみで復旧可能)	復旧に長期間が必要 (復旧のためには補強を必要とする)	復旧不可能 (撤去・立替、または、それと同程度の復旧期間が必要)
道路橋示方書 ⁴⁾		耐震性能1	—	耐震性能2	耐震性能3
土木学会 ⁵⁾		性能水準1	性能水準2	性能水準3	性能水準4

は3種類（耐震性能 1～3）考えられている。これを要求性能マトリックスで表したものが図2である。鋼製橋脚の場合、目標とする耐震性能は、表中の照査式が満足されれば達成されるとしている。図1と図2を比較すると、提案耐震要求性能マトリックスには、最重要構造物が追加され、そのレベル2地震動に対する水準として小損傷のみを許容する耐震性能2が規定されていることが道路橋示方書と異なる。即ち、提案では、道路橋示方書の耐震性能1と耐震性能2の間に、軽微な損傷（塑性変形）を許容する性能水準を設けたことである。具体的な内容は後述するが、例えば主構造部材に降伏ひずみの2倍程度のひずみを許容することである。従来はレベル2のような大地震に対してこのような軽微な損傷に収める設計は経済性の観点等から難しいと考えられてきたが、制震ダンパーを構造物内に設置し、主構造部材の損傷を制御する、いわゆる「制震構造」の考え方の導入により、このような設計も可能に成りつつある。

土木学会から最近出版された「橋の動的耐震設計⁵⁾」における耐震設計の基本原則・耐震性能・性能照査法は、文献^{1),3)}を基本として作成されている。そこでの提案を耐震性能マトリックスの形で表すと図3のようになる。この提案は、本論文の提案（図1）と類似しているが、重要度が4種類に分類されていることと、各種の橋梁に付与すべき耐震性能が、本報告書の提案に比べワンランク上になっている。ただ、レベル2地震に対して損傷を全く許さない設計が果たして現実的か検証をしてみる必要があろう。

JSSC²⁾、道路橋示方書⁴⁾、土木学会⁵⁾の耐震性能水準をまとめて表1に示す。網掛けの部分が、JSSCおよび土木学会の提案が、道路橋示方書と相違する点である。

3. 鋼構造物の統合的耐震・制震設計法の試案

文献2)で提案されている鋼構造物の統合的耐震・制震設計法の試案について述べる。この試案の基本的な考えは、文献5)と同様に、部材・部品の健全度の積み上げにより構造物全体の耐震性能が確保できるとしたことである。そのために必要とされる部材・部品の健全度水準ならびに部材の健全度照査法の試案を表2（部材健全度マトリックス）および表3（健全度照査法マトリックス）に示し、照査法で用いられる解析手法まとめたものを表4に示す。また、健全度水準のイメージを図4に示す。

表2の内容は文献5)の内容と類似しているが、部材に持たせる健全度レベルが、多少変更されてい

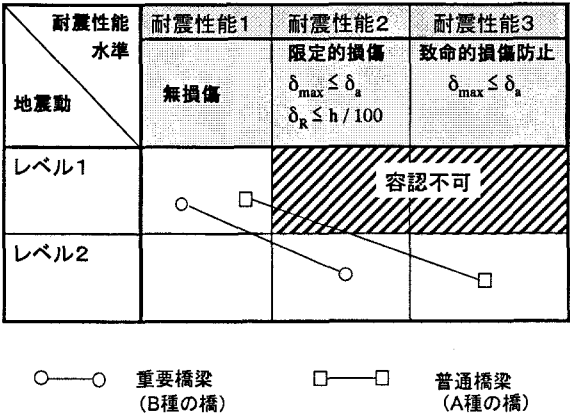


図2 耐震要求性能マトリックス(道路橋示方書⁴⁾)

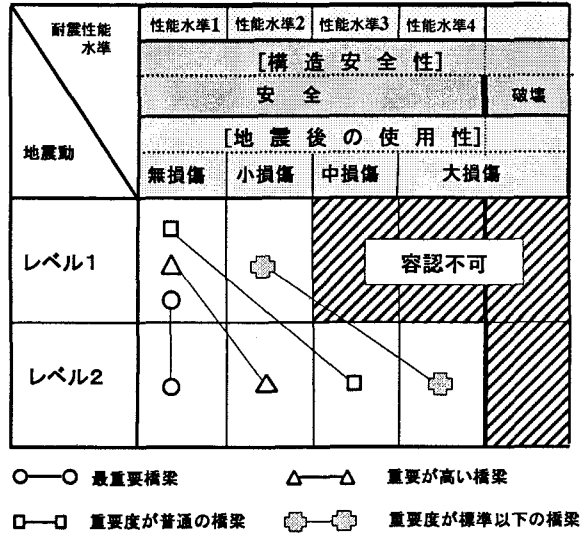


図3 耐震要求性能マトリックス(土木学会⁵⁾)

る（例えば、下部構造の健全度、ケーブルの健全度）ことと、制震ダンパーの項が追加されている所が異なる。この試案の作成・適用に関するコメントを以下にまとめる。

1) 変位照査法における地震後の使用性は、残留変位 δ_R によって照査する。ただし、残留変位は動的解析により直接算定することは難しいことから、鋼製橋脚あるいはコンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚に対しては、文献^{1),3)}に記載の最大応答変位と残留変位の関係式から算定する。当該照査式の2段目は、そのようにして求められた最大応答変位 δ_{max} の制限値に多少の余裕を持たせた照査式を表す。従って、残留変位と最大応答変位で地震後の使用性を照査する方法と等価である。

表2 耐震性能水準を確保するための部材・部品の部材健全度(部材健全度マトリックス)

耐震性能（構造物全体）			耐震性能 1	耐震性能 2	耐震性能 3	耐震性能 4		
下部構造	コンクリート無充填 鋼製橋脚		部材健全度 1	部材健全度 2	部材健全度 3	部材健全度 4		
	コンクリート部分充填 鋼製橋脚							
上部構造	桁橋・ラーメン		部材健全度 1	部材健全度 2	部材健全度 2	部材健全度 2		
	アーチ	アーチリブ						
		補剛桁						
		支柱						
	2次部材				部材健全度 4			
	斜張橋 吊橋	主塔			部材健全度 2	部材健全度 2		
		補剛桁						
		ケーブル						
制震ダンパー		部材健全度 1	部材健全度 4					

(注) 耐震性能 1～耐震性能 4 の内容は表 1 参照

2) 表 3.4 の変位照査法とひずみ照査法はどちらかが選択される。変位による照査は構造物全体の耐震性能と直接繋がりがあ

るため分かりやすいが、適用に限界がある¹⁾～³⁾(表 4)。一方、ひずみによる照査法には汎用性はあるが、部材の損傷度の照査であるため、構造物全体の耐震性能との関連性が希薄となる。しかし、部材・部品の健全の積み上げにより構造物全体の耐震性能を照査しようとする考えには適した方法である。将来、構造物全体の崩壊に至るまでの動的挙動を正確に追跡できる解析手法(例えば、シェル要素を用いた構造物全体の複合非線形地震応答解析)が実用化すれば、構造物全体の耐震性能を直接照査できるようになる。

- 3) ひずみ照査法における地震後の使用性のひずみ制限値(例えば、健全度 2 に対して鋼の場合には降伏ひずみの 2 倍)の算定根拠は付録に記載されている。ひずみ制限値は、レベル 2 地震動をうける単柱式鋼製橋脚の応答解析から得られた最大応答変位と最大応答平均ひずみの関係を基に決められたものであるが、橋脚以外の構造物の部材にも

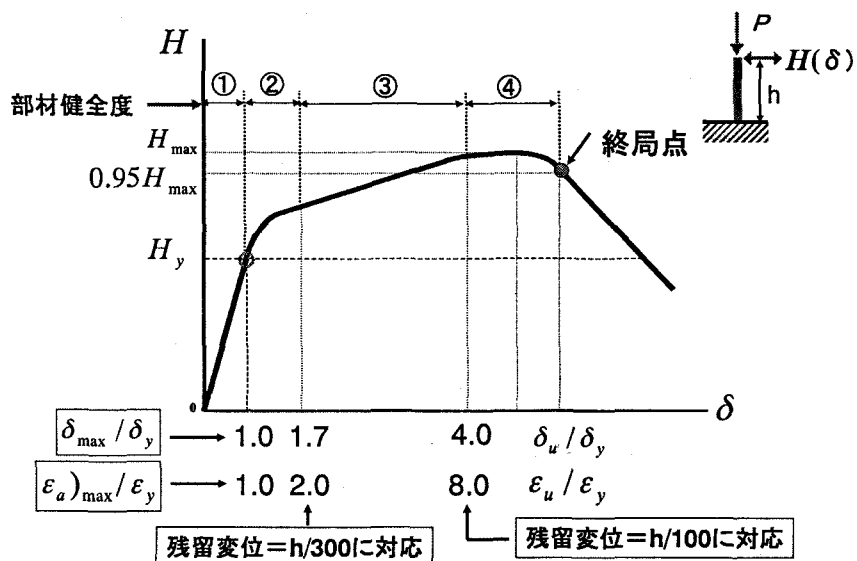


図4 部材健全度水準のイメージ図

この制限値を準用する形で規定した。

- 4) 座屈拘束ブレース(BRB)に代表される制震ダンパーに対しては、ひずみ照査法を適用する。制震ダンパーはレベル 2 地震動に対して健全度 4 を確保すればよいので、地震後の使用性照査は不要であり、構造安全性照査における変形性能と低サイクル疲労に対する照査を行う。変形性能は、表 3 の鋼断面圧縮に対する式を用い、 $(\epsilon_a)_{\max}$ をブレース材に生ずる応答軸ひずみ(Demand)、 ϵ_u を BRB の限界値(Capacity)とする。低サイクル疲労は、表

表 3 部材・部品の健全度照査法（健全度照査法マトリックス）

部材・部品健全度			部材健全度 1	部材健全度 2	部材健全度 3	部材健全度 4	
内容			無損傷 (弾性的挙動/補修不要)	軽微な損傷 (耐力・変形性能とも十分/軽微な補修)	限定的な損傷 (耐力・変形性能とも余裕がある/補修・補強により再使用可能)	大きな損傷 (耐力・変形性能の限界/取替えが必要)	
健全度のイメージ (図 4)			①	②	③	④	
変位照査法	構造安全性	(1) 変形性能	最大応答変位 $\delta_{\max} \leq \delta_u$				
	地震後の使用性	(3) 機能保持性	$\delta_R \leq h/1000$	$\delta_R \leq h/300$	$\delta_R \leq h/100$	—	
		復旧性 (h =橋脚高さ)	$\delta_{\max} \leq \delta_y$	$\delta_{\max} \leq 1.7\delta_y$	$\delta_{\max} \leq 4.0\delta_y$ (コンクリート無充填) $\delta_{\max} \leq 8.0\delta_y$ (コンクリート部分充填)	—	
ひずみ照査法	構造安全性	(1) 変形性能	$\varepsilon_a)_{\max} \leq \varepsilon_u$ (鋼断面圧縮ひずみ) , $\varepsilon_a)_{\max} \leq 0.05$ (鋼断面引張ひずみ) $\varepsilon_a)_{\max} \leq 0.011$ (充填コンクリート圧縮ひずみ) $\gamma_a)_{\max} \leq \gamma_u$ (鋼断面ウェブせん断ひずみ)				
		(2) 低サイクル疲労	疲労損傷度 $D = C \sum_{i=1}^n (\Delta \varepsilon_{pi})^m \leq 1.0$ ($C=25.4, m=2.04$)				
		(座屈拘束ブレースに適用)	累積塑性変形 $CID = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{pi} \leq 140 \varepsilon_y$				
	地震後の使用性	(3) 機能保持性・復旧性	鋼	$\varepsilon_a)_{\max} \leq \varepsilon_y$	$\varepsilon_a)_{\max} \leq 2.0\varepsilon_y$	$\varepsilon_a)_{\max} \leq 8.0\varepsilon_y$	—
			充填コンクリート	$\varepsilon_a)_{\max} \leq 0.002$	$\varepsilon_a)_{\max} \leq 0.004$	$\varepsilon_a)_{\max} \leq 0.008$	—
鋼ウェブ			$\gamma_a)_{\max} \leq \gamma_y$	$\gamma_a)_{\max} \leq 2.0\gamma_y$	$\gamma_a)_{\max} \leq 8.0\gamma_y$	—	

(注) 1. $\varepsilon_a)_{\max}$, $\gamma_a)_{\max}$ は有効破壊長領域での平均応答ひずみの絶対値を示す^{1)~3)}.

2. 低サイクル疲労照査式は、座屈拘束ブレースに対してのみ適用する。

3. 累積塑性変形 CID の定義は文献 2) 参照。また、限界値は文献 6) による。

4. 記号: ε_u , γ_u ; 終局ひずみ^{1)~3)}, $\Delta \varepsilon_{pi}$; 塑性ひずみ範囲, ε_{pi} ; 塑性ひずみ

中の上段の *Manson-Coffin* 式に *Miner* の線形累積損傷式を適用して照査する³⁾。あるいは、累積塑性変形 (*Cumulative Inelastic Deformation, CID*) によ

って照査する。これらの式の適用例については文献 2) pp.294-295 に記載されている。

3.5 まとめ

レベル2地震動に対する鋼構造物の耐震・制震設計の基本的枠組みについて述べた。本論文の内容をまとめると以下のようになる。

- 1) 構造安全性に対する照査は、変形性能と低サイクル疲労に分けられ、前者は変位あるいはひずみによって照査する。後者は、局部的なひずみ振幅あるいは累積塑性変形によって照査する。
- 2) 地震後の使用性に対する照査は、変位あるいはひずみによって行う。
- 3) 変位による照査は、構造物全体の損傷度との関連づけが比較的容易であるが、適用に限界がある。
- 4) ひずみは、部材の損傷度を表す指標であるため、構造物全体の損傷度との関連が希薄であるが、それを用いた照査は、広範囲の構造物に適用可能であるため汎用性において優れている。
- 5) 耐震要求性能マトリックス（構造物に付すべき性能を選択するためのチャート）を図1のように提案した。これは、既存の提案^{1),3)}を、最近の知見を基に修正したものである。
- 6) 現行道路橋示方書⁴⁾との相違は、道路橋示方書の耐震性能1と耐震性能2の間に、小損傷で表される軽微な損傷（塑性変形）を許容する性能水準を設けたことである。
- 7) 既往の提案を参考に、下部構造、上部構造、および制震ダンパーに適用できる統合的耐震・制震設計法の試案を作成した。基本は、部材・部品の健全度の照査により、構造物全体に対する所要の耐震性能が確保できるという考え⁵⁾である。
- 8) そのために、部材健全度マトリックス（表2）、健全度照査法マトリックス（表3）の試案を作成した。
- 9) 3つのマトリックスの位置づけは図5のようである。

付録 ひずみによる「地震後の使用性」照査法

現行道路橋示方書⁴⁾では、耐震性能2を確保するために残留変位の照査がある。しかし残留変位は正確に算定することが困難な現状から、最大応答変位や最大応答ひずみに基づく照査法も検討されている。残留変位と最大応答変位の相関関係の経験式は既に

表4 耐震性能照査法

方法	限界値 S (Capacity)	応答値 R (Demand)	性能指標	適用範囲
変位照査法	Pushover 解析	等価1自由度系 (ESDOF) の複合非線形動的解析	変位	基本モード卓越 (有効質量比 > 0.75)
ひずみ照査法	終局ひずみ	複合非線形動的解析	ひずみ	制限無し

性能照査: $Demand (S) \leq Capacity (R)$

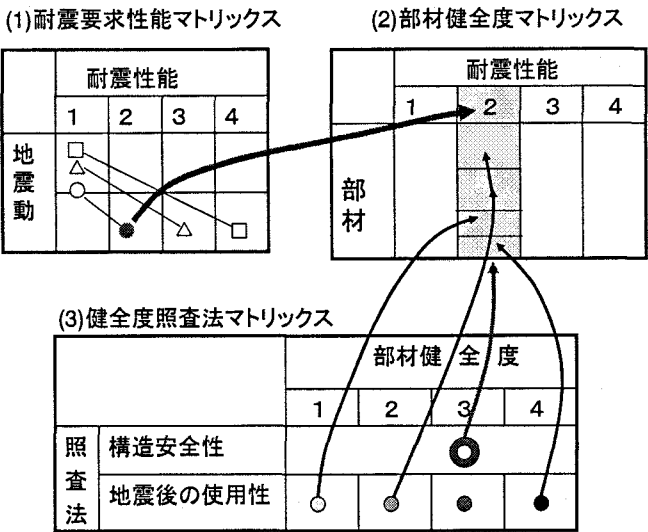


図5 性能照査マトリックスの位置づけ

導かれており、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が可能である^{1),3)}（表3参照）。ここでは、最大応答ひずみと最大応答変位との相関性を求めることにより、最大応答ひずみによって地震後の使用性を照査する方法の検討を試みる。

(1) 解析概要

フランジ幅厚比パラメータ R_f 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ を変化させ、現行道路橋示方書⁴⁾に基づいて1次設計された基部固定の単柱式T型鋼製橋脚（断面は補剛箱形断面）について、複合非線形時刻歴応答解析を行う。入力地震動は道路橋示方書のレベル2地震動で、地盤種（3種類）、タイプ（2種類）に応じて計18種類である。解析には局部座屈を無視したTimoshenko梁要素を用い、構成則は修正2曲面モデルを用いる。モニターする量は、有効破壊長領域^{1),2),3)}でのフランジの平均応答圧縮ひずみと柱頂部の応答水平変位である。

(2) 解析モデル

橋脚は、正方形補剛箱型断面で補剛材は各構成板 3 本、鋼材は SM490（降伏応力：315N/mm²）を用いた。幅厚比パラメータは 0.35, 0.5 の 2 種類で、細長比パラメータを 0.2 から 0.8 まで変化させ、種々の固有周期（0.39 秒～2.83 秒）を持つ鋼製橋脚を設計した。橋脚は 30 要素に等分割し、有効破壊長領域（フランジ幅の 0.7 倍）に 7 要素を用いた。

(3) 解析結果および考察

各パラメータおよび地震波ごとの地震応答解析により、柱頂部の最大応答変位 $\delta_{\max}$ と有効破壊長領域での平均応答ひずみの最大値 $\varepsilon_a)_{\max}$ （以降、応答ひずみの最大値と呼ぶ）を求めた。その結果（図 A.1）より、回帰曲線（平均値曲線）と標準偏差 S を求めると式(A.1)のようになる。

$$\frac{\varepsilon_a)_{\max}}{\varepsilon_y} = 2.53 \sqrt{5.58 \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} - 7.95} \quad (S=1.14) \quad (A.1)$$

図 A.1 には式(A.1)の平均値(M)曲線と平均値－標準偏差(M-S)曲線もプロットしてある。

コンクリートを充填しない単柱式鋼製橋脚の残留変位 δ_R と最大応答変位の間にはハイブリッド地震応答実験から得られた次の経験式が提案されている^{1),2),3)}。

$$\frac{\delta_R}{h} = \frac{1}{200} \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \right)^{0.75} - \frac{3}{400} \quad (S=0.00339) \quad (A.2)$$

本解析結果を式(A.2)と共に示したものが図 A.2 である。この図から分かるように、式(A.2)は、鋼製橋脚に見られるような細長比の比較的小さい範囲（ $\bar{\lambda} < 0.5$ ）では平均値を良く捉えていると考えられる。

次に、与えられた残留変位制限値を式(A.2)に代入

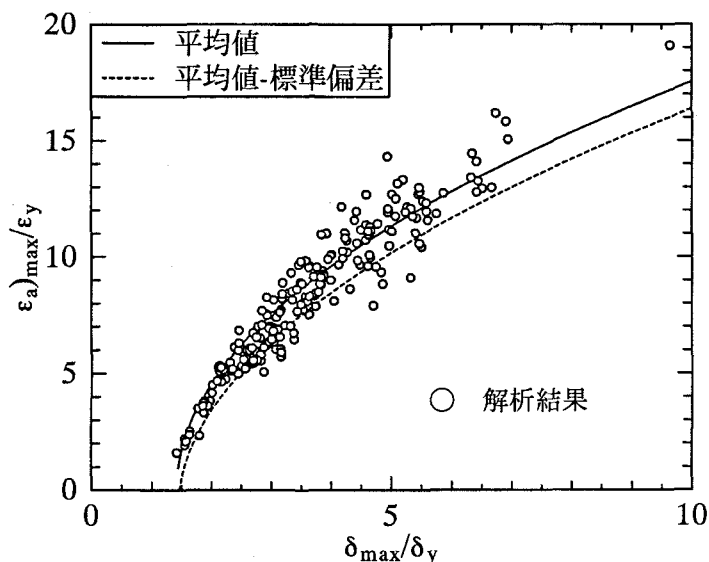


図 A.1 最大応答ひずみと最大応答変位の関係

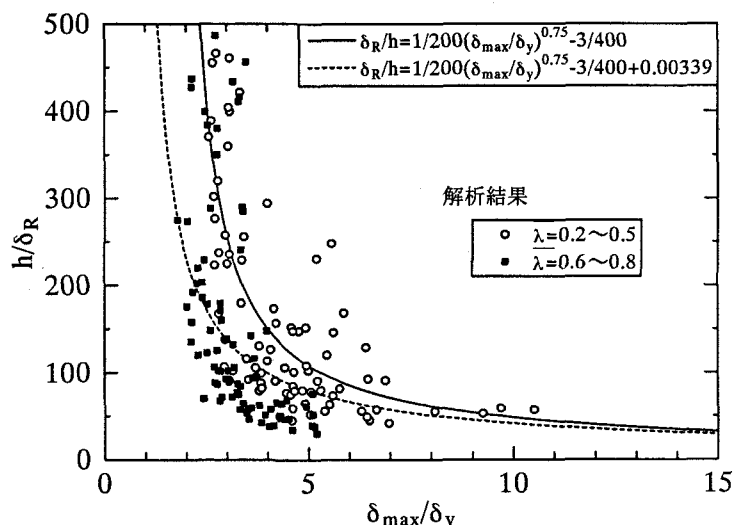


図 A.2 残留変位と最大応答変位の関係

して求めた $\delta_{\max}/\delta_y$ を式(A.1)に代入することにより、残留変位 δ_R と応答ひずみの最大値 $\varepsilon_a)_{\max}$ の関係が得られる。このように算定した残留変位制限値に対する応答ひずみの最大値制限を表 A.1 に示す。ただし、平均値のみならず、平均値－標準偏差の値も示してある。表 3 のひずみ照査における最大応答ひずみの制限値（例えば、健全度 2 に対して、鋼の場合 $\varepsilon_a)_{\max} \leq 2\varepsilon_y$ ）は、表 A.1 の (M-S)/(M-S) の値を参考に作成されたものである。

表 A.1 残留変位制限値，最大応答変位制限値および応答ひずみ最大値制限

損傷レベル（地震後の使用性）		小損傷	中損傷
残留変位制限値 $\delta_R)_{\lim}/h$		1/300	1/100
最大応答変位制限 $\delta_{\max})_{\lim}/\delta_y$	平均値 (M)	2.80	5.31
	平均値－標準偏差 (M-S)	1.70	3.98
平均応答ひずみの最大値制限 $\varepsilon_a)_{\max}/\varepsilon_y$	M/M (凡例参照)	7.01	11.8
	M/(M-S) (凡例参照)	5.87	10.7
	(M-S)/(M-S) (凡例参照)	2.00	8.41

（凡例）

表中の記号	最大応答変位（式 A.2）	平均応答ひずみの最大値(式 A.1)
M/M	平均値	平均値
M/(M-S)	平均値	平均値－標準偏差
(M-S)/(M-S)	平均値－標準偏差	平均値－標準偏差

参考文献

- 1) 日本鋼構造協会（JSSC）：土木鋼構造物の性能設計ガイドライン，JSSC テクニカルレポート No.49, 2001.
- 2) 日本鋼構造協会(JSSC)：土木構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策，鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会（委員長：宇佐美勉），2003.10
- 3) 土木学会・JSSC：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，土木学会鋼構造委員会・日本鋼構造協会次世代土木鋼構造特別委員会・鋼橋の耐震設計小委員会（委員長：宇佐美勉）2000.4.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・Ⅴ耐震設計編，2002.3
- 5) 土木学会：橋の動的耐震設計，地震工学委員会・動的耐震設計法に関する研究小委員会（委員長：大塚久哲），2003.3.
- 6) SEAOC/AISC: Recommended Buckling-Restrained Braced Frame Provisions, Structural Engineers Association of California/American Institute Steel Construction, 2001.11.