

単柱形式の薄肉鋼製橋脚柱の入力地震加速度の大きさと 局部座屈損傷の程度との関係について

Relationship between magnitude of applied seismic acceleration and extent of damage to
steel thin-walled bridge piers due to local buckling

岡田 潤*・北田俊行**

Jun OKADA and Toshiyuki KITADA

* 学生員 大阪市立大学大学院 工学研究科土木工学専攻後期博士課程(〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

** 正会員 工博 大阪市立大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻(〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

In this study, elasto-plastic and dynamic response analysis is carried out to investigate the influence of applied seismic acceleration and the flexural rigidity of longitudinal stiffeners onto damage to steel bridge piers having single thin-walled box columns and the relationships between the extent of the damage and the limit states, such as serviceability limit, repairable limit and ultimate limit of the bridge piers. Firstly, a method for estimating the proper flexural rigidity of longitudinal stiffeners is dealt with. Secondly, a parametric analysis is carried out by varying types of the seismic acceleration waves and the flexural rigidity of longitudinal stiffeners in order to investigate the definition of the limit states.

Key Words : elasto-plastic and dynamic response analysis, steel bridge pier, ultimate limit state, repairable limit state, serviceability limit state, local buckling

1. まえがき

地震による鋼製橋脚の被害をランク付けした資料¹⁾³⁾, および入力地震波の種類や入力地震加速度の大きさと橋脚全体の最大応答変位および残留変位について検討した研究⁴⁾は過去に多く行われているが, 入力地震波の種類や入力地震加速度の大きさと鋼製橋脚を構成する補剛板パネルの最大応答変形量および残留変形量について検討した研究は, 著者らの知る限りでは行われていないと言える。

本研究においては, 一自由度系振動体としてモデル化された鋼製橋脚の柱としての座屈と構成補剛板パネルの板構造としての局部座屈とを考慮した弾塑性動的応答を解析し得る既開発プログラム USSP-D⁷⁾を用いて, 縦補剛材剛比 γ/γ^* (γ^* : 弾性座屈理論から決まる座屈波形が縦補剛材位置で節になるに必要な最小剛比), および入力地震加速度に着目したパラメトリックな解析を行っている。そして, 得られた鋼製橋脚の局部座屈変形から, 縦補剛材剛比の適切な評価方法, ならびに鋼製橋脚の終局限界状態, 補修可能な限界状態, および使用限界状態の判定基準を明らかにするための参考資料を入手することを目的としている。

まず, 縦補剛材剛比 γ/γ^* の鋼製橋脚の終局強度および変形性能などの耐震性に与える影響を評価する手法について, 検討している。すなわち, 縦補剛材の設計, あるいは縦補剛材剛比 γ/γ^* に着目した実験または解析を行う場合, 縦補剛材剛比を変化させる方法として, 縦補剛材の寸法を変化させる手法と, 縦補剛材断面を一定にして横補剛材間隔を変化させる手法との2種類が考えられる。前者では,

橋脚の断面が変わるため, 断面積および断面二次モーメントが変わり, 軸力比, および水平剛度などにわずかながらも影響がでる。一方, 後者では, 断面が全く変化しないため, 純粋に縦補剛材剛比が鋼製橋脚に及ぼす影響のみを知ることができる。以上の観点から文献⁵⁾では, 後者の手法を用いて, パラメトリックな解析が行われている。本研究では, まず, この手法の妥当性について確認するため, 弾塑性動的解析を行い, それぞれの手法により得られた結果に差異がないことを確かめている。

つぎに, 対象とする鋼製橋脚に, 種々の地震加速度波を入力して弾塑性動的応答解析を行い, 橋脚基部付近における局部座屈変形の程度が, 使用限界状態, 補修可能な限界状態, および終局限界状態の各種限界状態の判定指標となるか考察を加えている。また, 応答ひずみを指標とした場合についても同様な検討を行っている。

表-1 解析モデルの内訳

解析モデル	軸方向圧縮力 P	固有振動周期 (sec)	γ/γ^*	解析目的	入力地震加速度
d067a-J	全塑性軸方向力の11.3%	0.889	0.67	γ/γ^* の影響の検討	JR鷹取地震波
d3a-J			3.0		
d3a-J'			2.99		
S067	0.889	0.889	0.67	各限界状態の定義の検討	静的単調漸増変位載荷 JR鷹取地震波の0.4~1.6倍の7ケース 東神戸大橋地震波の0.6~2.4倍の7ケース
S3			3.0		
d067-J			0.67		
d3-J			3.0		
d067-H			0.67		
d3-H	3.0				

全ての解析モデルにおいて, 柱長Lは1,477.6cm

表-2 解析モデルの断面寸法

解析モデル	b (mm)	d (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)
d067a-J	3,496	2,248	48	272	48
d3a-J				428	70
d3a-J'				428	70
S067	3,496	2,248	48	272	48
S3				272	48
d067-J				272	48
d3-J	272	48	48	48	48
d067-H	272	48	48	48	48
d3-H	272	48	48	48	48

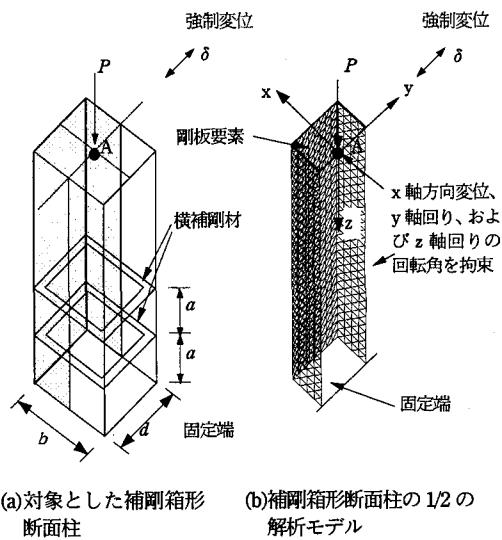


図-1 解析モデル

2. 解析モデルと解析条件の設定

2.1. 解析内容

本研究で用いた解析モデルの内訳を、表-1に示す。はじめに、縦補剛材剛比 γ/γ^* の評価方法について検討するために、(i)基準モデル(解析モデル d067a-J)、(ii)基準モデルから横補剛材間隔を変化させることによって γ/γ^* を 3.0 に設定した解析モデル(d3a-J)、(iii)基準モデルから縦補剛材寸法、すなわち縦補剛材を含めた断面積を変化させることによって γ/γ^* を 3.0 に設定した解析モデル(d3a-J') の 3 ケースの弾塑性動的応答解析を行う。解析モデル d067a-J および d3a-J に比較して、解析モデル d3a-J' の固有振動周期は、約 1% 大きな値となっている。そして、それぞれの解析より得られた結果を比較し、適切な縦補剛材剛比 γ/γ^* の評価方法について検討する。なお、解析モデル d067a-J は、文献8)に示されている相似率 8 のハイブリッド実験の供試体(長方形断面 No.13)の寸法を実物大レベルに拡大したモデルであり、「JSSC 次世代土木鋼構造研究委員会・鋼橋の耐震設計小委員会」⁹⁾で行われたベンチマークのための解析モデルである。

また、鋼製橋脚の局部座屈変形から、各種限界状態の判

表-3 解析モデルの諸元

解析モデル	軸方向圧縮力 P (kN)	質量 M ($\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$)	降伏水平荷重 H_y (kN)	降伏水平変位 \bar{a}_y (cm)	降伏点 σ_y (N/mm^2)	ヤング係数 E (N/mm^2)	ポアソン比
d067a-J	21,968	22.4	9,236.7	8.256	308.7	2.06×10^5	0.3
d3a-J	24,327	24.8	9,999.8	8.237			
d3a-J'	24,327	24.8	9,999.8	8.237			
S067	21,968	22.4	9,236.7	8.256	308.7	2.06×10^5	0.3
S3							
d067-J							
d3-J	21,968	22.4	9,236.7	8.256	308.7	2.06×10^5	0.3
d067-H	21,968	22.4	9,236.7	8.256	308.7	2.06×10^5	0.3
d3-H	21,968	22.4	9,236.7	8.256	308.7	2.06×10^5	0.3

定基準を明らかにするために、入力地震加速度波の種類、および振幅を変化させたパラメトリックな弾塑性動的応答解析を行っている。入力地震加速度としては、兵庫県南部地震の際に東神戸大橋付近の地盤で観測された橋軸方向の加速度波(以下、東神戸大橋加速度波という)の振幅を m 倍 ($m=0.6, 0.9, 1.2, 1.5, 1.8, 2.1, 2.4$)した 7 ケース、および JR 鷹取駅付近の地盤における南北方向の加速度波(以下、JR 鷹取加速度波という)の振幅を m 倍 ($m=0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 1.4, \text{および } 1.6$)した 7 ケースの計 14 ケースを対象としている。また、地震加速度による繰り返し载荷の影響のない基準データを入力するため、同一モデルに水平一方方向の静的漸増変位を载荷した弾塑性有限変位解析も行う(解析モデル S067 および S3)。

本研究で用いた以上の全解析モデルの断面寸法をまとめて表-2に示す。

2.2. 解析モデル

解析モデルとしては、図-1(a)および表-2に示す薄肉箱形断面を有する片持柱を対象とする。

いま、図-1(b)に示すように、対象とした柱の構造、载荷荷重、および、たわみ波形の対称性を利用して、対象柱から断面方向に 1/2 の部分を取り出し、プログラム USSP-D のための解析モデルを設定している。この解析モデルにおいては、载荷断面内の節点が従属している独立節点 A を剛板要素上に設けている。独立節点 A には、上部構造の自重を想定した一定の軸方向圧縮力を载荷した状態で、以下で述べる振動解析から求まる地震動に伴う水平方向 (y 軸方向)の応答変位を各時間ステップごとに入力する。

一方、この解析モデルは、図-1(a)に示す独立節点 A を質点とみなして、振動解析を行うための一自由度系モデルともなる。

また、今回の解析では、鋼製橋脚の各限界状態を定義するうえでの定性的なデータを入力することを目的としているため、全ての解析モデルにおいて、初期不整を無視して解析を行っている。

ここで、解析モデルの代表的な諸元を、文献8)に従って表-3のように設定している。また、文献10)より、減衰定数 h は、すべての解析モデルで 0.05 に設定している。

要素分割は、局部座屈が発生すると予想される柱基部付近ほど細かく、図-2に示すように設定している。各解析モデルの節点総計は 1,360 で、全要素数は 2,540 である。

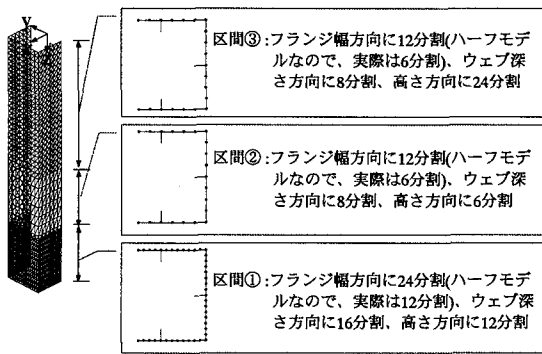


図-2 要素分割状況

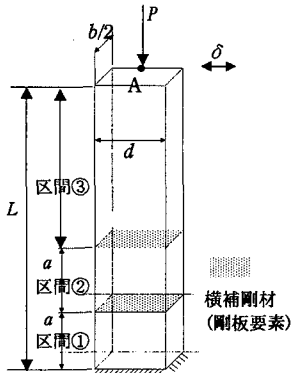


図-3 補剛箱形断面を有する鋼製橋脚柱モデル

2.3. 解析モデルの各種パラメータ

解析モデル d067-J, d067-H, d3-J, および d3-H では、板パネルの幅厚比パラメータ R_R を一定値に保ったまま、横補剛材間隔 a を変化させることによって縦補剛材剛比、すなわち補剛板パネルの幅厚比パラメータ R_F を変化させ、橋脚柱の変形性能に与える縦補剛材剛比 γ/γ^* の影響について検討を加えている。横補剛材のモデル化については、図-3に示すように、柱モデルの基部から2箇所剛体要素を導入している。

以上の全解析モデルの各種パラメータを、表-4にまとめている。表中の諸パラメータは、文献(11)より、以下の式でそれぞれ算出している。

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\alpha_Y}{E}} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 \cdot k_F} \quad \dots (1)$$

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\alpha_Y}{E}} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 \cdot 4n^2} \quad \dots (2)$$

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\alpha_Y}{E}} \frac{l}{r} \quad \dots (3)$$

$$\gamma^* = 4\alpha^2 n \cdot (1+n\delta_s) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{6} \quad \dots (4)$$

$$\gamma = \frac{EI_s}{Db} \quad \dots (5)$$

ここで、 n は縦補剛材によって区切られる断面方向のパネル数、 k_F は補剛板パネル全体の座屈係数、 l は有効座屈長 ($l=2L$)、 α はアスペクト比 ($\alpha=a/b$)、 δ_s は縦補剛材断面積比、 D ($D=Et^3/12(1-\mu^2)$) は板曲げ剛度、そして I_s ($I_s=b_s^3 t_s/3$) は縦補剛材の付け根回りの断面二次モーメントである。

表-4 解析モデルの各種座屈パラメータ

解析モデル	補剛板全体の幅厚比パラメータ R_F	板パネルの幅厚比パラメータ R_R	縦補剛材剛比 γ/γ^*	縦横比 α	横補剛材間隔 a (cm)	細長比パラメータ ϵ
d067a-J	0.575	0.481	0.67	1.014	344.8	0.378
d3a-J	0.292		3	0.494	168.0	
d3a-J'	0.285		2.99	1.014	344.8	0.391
S067	0.575		0.67	1.014	344.8	
S3	0.292		3.0	0.494	168.0	0.378
d067-J	0.575		0.67	1.014	344.8	
d3-J	0.292		3.0	0.494	168.0	
d067-H	0.575		0.67	1.014	344.8	
d3-H	0.292		3.0	0.494	168.0	

表-5 ひずみ硬化率

ひずみ	H' (kgf/cm^2)
0.0000~0.0206	0
0.0206~0.0385	3.10×10^4
0.0385~0.0785	1.27×10^4
0.0785~	5.62×10^3

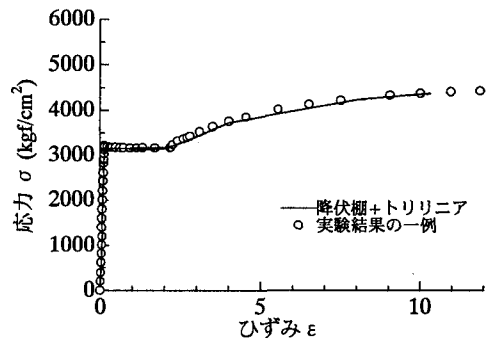


図-4 本研究で用いた応力ひずみ関係

2.4. 解析に用いる応力-ひずみ曲線

今回の解析に用いた鋼材の応力-ひずみ曲線は、図-4に示すように、降伏棚を有しひずみ硬化領域をトリリニアとみなすモデル(以下、降伏棚+トリリニア形という)に理想化した。ひずみ硬化率は、文献(8)のハイブリッド実験の際に行われた引張試験より得られた応力-ひずみ曲線に適合するように、表-5のように決定した。

また、文献(6)において、兵庫県南部地震で損傷を受けた鋼製橋脚の実地震波による動的解析では、最大応答変位が生ずるまでに鋼製橋脚が受ける塑性履歴は静的繰り返し実験に比べるとかなり少なく最大応答変位に及ぼす構成則の影響はほとんど現れないこと、および残留変位に関しては構成則による影響が大きいことが報告されている。本研究では、文献(7)を参考にして、全解析モデルにおいて、移動硬化率を 100%に設定し、等硬化は発生しないものと仮定した。

3. 解析結果

3.1. 縦補剛材剛比の評価法の検証

本研究では、縦補剛材剛比 γ/γ^* の鋼製橋脚に及ぼす影響を評価するために、横補剛材間隔を変化させる手法をとっている。この手法の妥当性の検証を行うため、弾塑性動

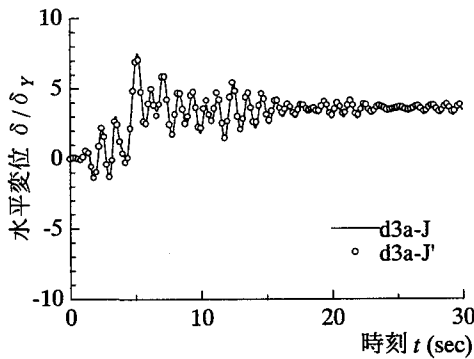
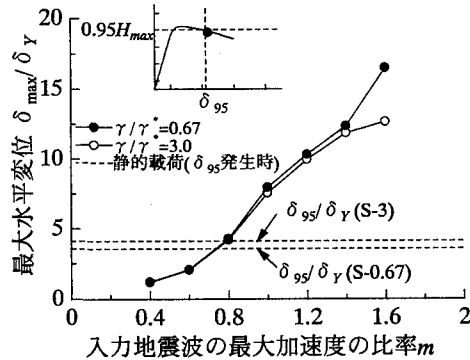


図-5 水平変位の時刻歴応答

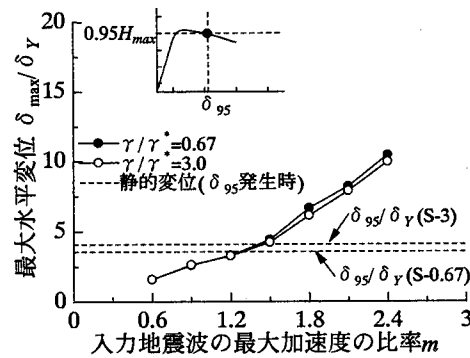
表-6 解析結果

解析モデル	入力地震加速度	γ/γ^*	δ_{max}/δ_y	H_{max}/H_y	H_{min}/H_y	δ_R/δ_y
d067a-J	JR鷹取	0.67	8.032	1.296	-1.306	5.092
d3a-J		3.00	7.592	1.306	-1.322	3.398
d3a-J'		2.99	7.336	1.327	-1.333	3.603

[注] δ_{max} :最大水平変位、 H_{max} :正側の最大水平荷重、 H_{min} :負側の最大水平荷重、 δ_R :残留変位

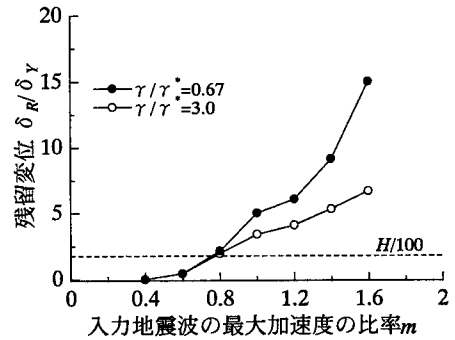


(a) JR 鷹取加速度波

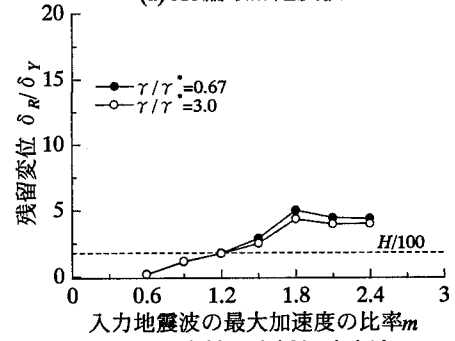


(b) 東神戸大橋加速度波

図-6 最大応答変位



(a) JR 鷹取加速度波



(b) 東神戸大橋加速度波

図-7 残留変位

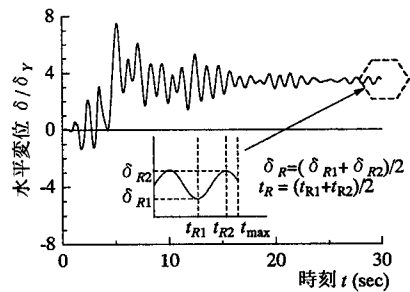


図-8 残留変位の定義

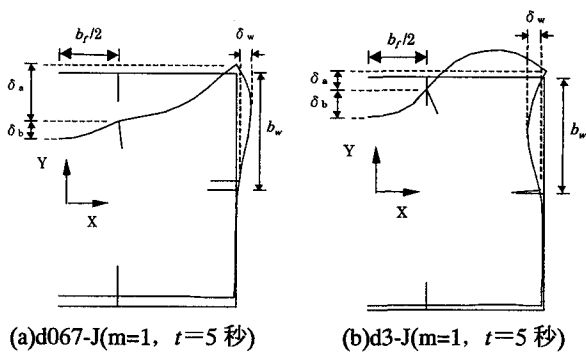
析モデル d3a-J と d3a-J' における最大応答変位と残留変位のわずかな差異は、固有振動周期の差異によるものであると考えられる。設計に用いる地震動と実際に発生するかもしれない地震動との差異を考えると、この程度の差異は微小とみなせる。文献6)に従って、最大応答変位および残留変位によって、耐震性を評価すると、対象とする橋脚の固有振動周期がほぼ等しければ縦補剛材剛比の等しい補剛板パネルで構成される橋脚の耐震性はほぼ等しいという結果が得られた。

3.2. 局部座屈変形と入力地震加速度との関係について

(1)最大応答変位および残留変位について

まず、各地震加速度波を入力して行った弾塑性動的応答解析により得られた最大応答変位 δ_{max} および残留変位 δ_R をまとめて、それぞれ図-6および図-7に示す。図-6より、JR 鷹取加速度波を入力した場合、 $m=0.8$ の時、最大応答変位 δ_{max} を降伏水平変位 δ_y で無次元化した δ_{max}/δ_y は、解析モデル d067-J において 4.271、解析モデル d3-J において 4.172 となっている。この値は、文献12)に示されているタイプIIの地震動の許容応答変位 $5\delta_y$ より小さいものの、そ

的応答解析を行っている。その結果として、得られた水平変位の時刻歴応答を図-5に示す。また、最大応答変位、最大水平荷重、および残留変位を無次元化して、表-6に示す。表-6より、解析モデル d3a-J' (縦補剛材寸法を変更し補剛材剛比を 3.0 にした場合) では、解析モデル d067a-J ($\gamma/\gamma^*=0.67$) と比較して、応答変位の最大値は約 8% 下がった。一方、解析モデル d3a-J (アスペクト比を小さくして補剛材剛比を 3.0 にした場合) でも、最大応答変位が同程度の 5% 低下した。また、残留変位に着目すると、解析モデル d067a-J と比較して、解析モデル d3a-J では、約 33% 低下した。一方、解析モデル d3a-J' でも、約 29% の低下がみられた。解



(a)d067-J(m=1, t=5秒) (b)d3-J(m=1, t=5秒)
 図-9 局部座屈変形を表すパラメータ δ_a , δ_b ,
 および δ_w の定義

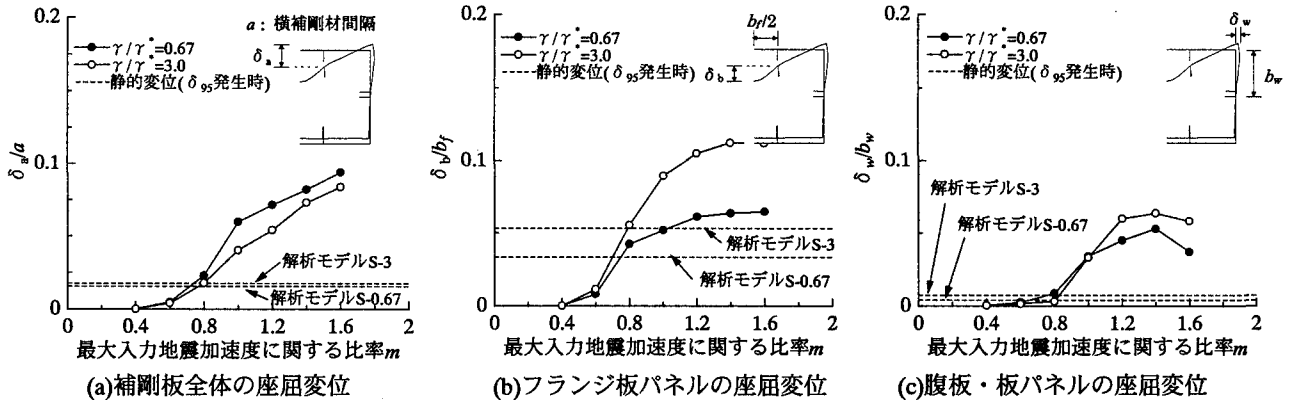
れぞれ解析モデル S067 および S3 から得られた δ_{95}/δ_Y より大きな値をとる。ここで、 δ_{95}/δ_Y は、図-6中の挿入図に示されているように、静的漸増変位を载荷した際に得られる水平荷重-水平変位曲線がピークを過ぎ $0.95H_{max}$ まで低下した点の水平変位 δ_{95} を降伏水平変位 δ_Y で無次元化したものである。また、図-7より、 $m=0.8$ のとき、残留変位も文献(12)に示されている許容残留変位 $H/100$ より大きな値をとる。ここで、残留変位 δ_R は、文献(6)を参考に、図-8に示すようにして求め、 $(t_{R1} + t_{R2})/2$ における柱基部付近の局部座屈変形を残留変形 (図-12および図-13参照。 t_{R1} および t_{R2} については、図-8を参照)と定義している。一方、東神戸大橋加速度波を入力した場合、 $m=1.5$ の時、 δ_{max}/δ_Y は、解析モデル d067-H において 4.413、解析モデル d3-H において 4.214 となり、それぞれに対応する δ_{95}/δ_Y の値を越え、残留変位 δ_R も $H/100$ を越えている。

(2)最大応答変位発生時の局部座屈変形について

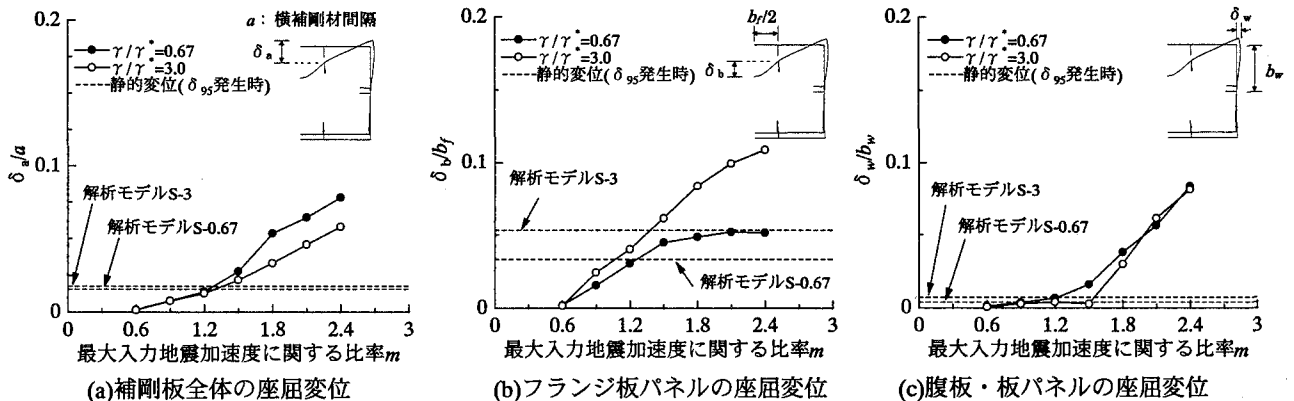
つぎに、柱基部で最も大きく座屈変形した断面に着目して、縦補剛材剛比 γ/γ^* あるいは入力地震加速度を変化させた場合の断面の座屈変位の変化状況について検討を加えた。図-9にその一例を示すように、 γ/γ^* が 0.67 の場合、縦補剛材が有効に機能せず、フランジ全体が幅方向に半波に近いモードで変形している。一方、 γ/γ^* が 3.0 の場合、縦補剛材間でほぼ半波となるモードとなっている⁹⁾。ここで、図-9は JR 鷹取の地震波を入力した際の $t=5$ 秒における柱基部の最も大きく変位した断面の変形図(変位倍率 3)を表している。

補剛板全体の座屈変形の程度を評価するパラメータとして、図-9に示す δ_a を横補剛材間隔 a で除したものを、またフランジの縦補剛材間の板パネルの局部座屈変形を評価するパラメータとして、図-9に示す δ_b をフランジ板パネル幅 b_f で除したものを、さらに、腹板・板パネルの局部座屈変形を表す指標として、図-9に示す δ_w を腹板・板パネル幅 b_w で除したものを、それぞれ用いる。そして、各種地震加速度波を入力した際の最大応答変位が発生した時刻におけるその断面の座屈変位 δ_a/a , δ_b/b_f , および δ_w/b_w の変化状況を、図-10および図-11に示す。

JR 鷹取で観測された地震波を入力した場合、図-10 (a)および(b)より、 $m=0.8$ を越えると、縦補剛材剛比の値に関わらず、その座屈変位 δ_a/a および δ_b/b_f は著しく大きくなり、静的変位载荷より得られた δ_{95} が発生したときの変形量と比較して、補剛板全体の変形量、およびフランジ板パネルの変形量ともに大きくなっている。図-10(b)に着目すると、縦補剛材剛比 γ/γ^* を 3.0 にすることにより、フランジ板



(a)補剛板全体の座屈変位 (b)フランジ板パネルの座屈変位 (c)腹板・板パネルの座屈変位
 図-10 JR 鷹取加速度波を入力した際の最大応答変位発生時における柱基部付近の補剛断面の座屈変形状況



(a)補剛板全体の座屈変位 (b)フランジ板パネルの座屈変位 (c)腹板・板パネルの座屈変位
 図-11 東神戸大橋加速度波を入力した際の最大応答変位発生時における柱基部付近の補剛断面の座屈変形状況

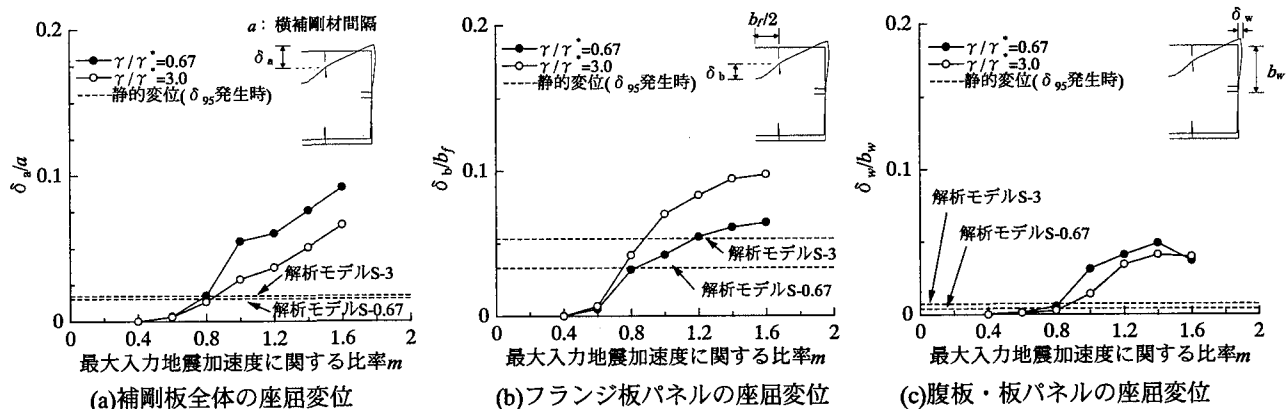


図-12 JR 鷹取加速度波を入力した際の柱基部付近の補剛断面の残留変形の変化状況

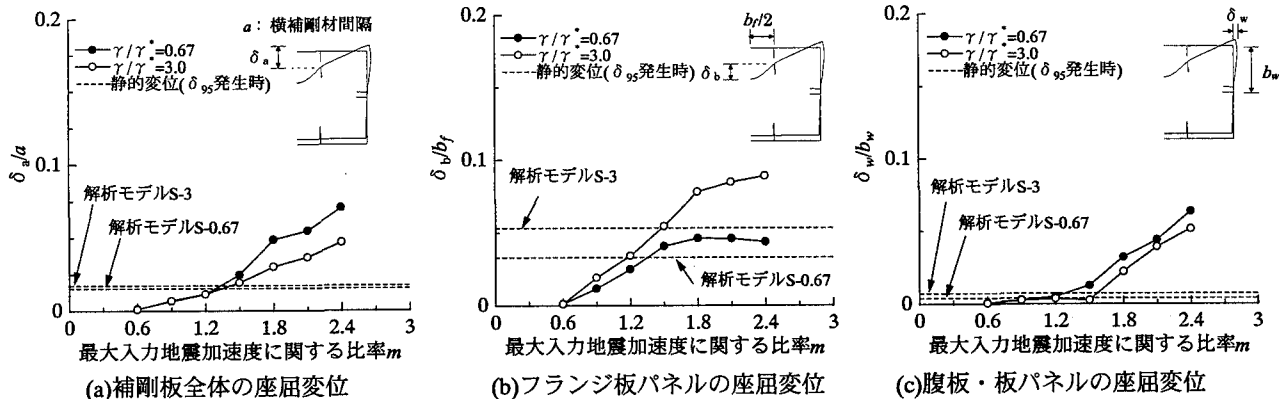


図-13 東神戸大橋加速度波を入力した際の柱基部付近の補剛断面の残留変形の変化状況

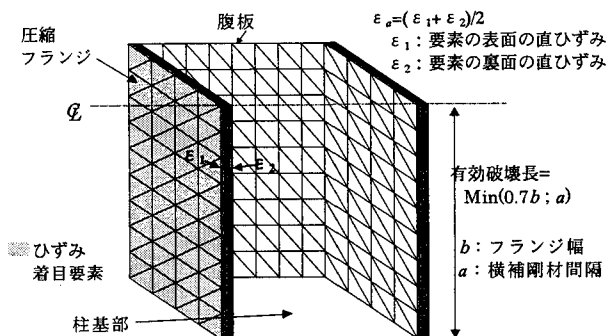


図-14 破壊ひずみについて

パネルの局部変形量が卓越することが確認できる。また、図-10 (c)より、腹板・板パネルの局部座屈変形は、フランジ板パネルの座屈変形が著しく増大した後の $m=0.8 \sim 1.0$ (δ_{max}/δ_y が約 4~約 7.5) を境に著しく大きくなった。一方、東神戸大橋で観測された地震波を入力した場合も、JR 鷹取加速度波を入力した時と同様の傾向がみられた。すなわち、図-11(a)より、地震加速度の振幅倍率 m がある値以上になると補剛板全体の座屈変形量は、著しく増大し、図-11(b)より、 γ/γ^* が 3.0 の時(解析モデル d3-H)に、フランジ板パネルの変形量が卓越する。

また、図-11(c)より、腹板・板パネルの変形は、フランジ板パネルが変形した後に、著しく増大するという結果が得られた。

(3) 残留変形について

さらに各種地震加速度波を入力した際に、時刻 t_R (図-8で

定義)におけるその断面の座屈変位 δ_a/a 、 δ_b/b_f 、および δ_w/b_w の変化状況を、図-12および図-13に示す。JR 鷹取で観測された地震波を入力した場合、縦補剛材剛比の値にかかわらず、 $m=0.8$ において、残留変位 δ_R が $H/100$ を上まわる。しかし、それ以上の振幅の地震加速度を与えると、局部座屈変形は、著しく進展する。一方、東神戸大橋で観測された地震波を入力すると、JR 鷹取加速度波の場合と同様に、残留変位 δ_R が $H/100$ を越える $m=1.2$ 以降において、局部座屈変形が著しく進展するという結果が得られた。

3.3. 応答ひずみによる鋼製橋脚の損傷の評価

文献6)の4章では、鋼橋の耐震設計法に対する基本的な考え方として、構造物に付与すべき耐震性能、設定すべき限界状態、さらには、その照査指標(力、変位、曲率、ひずみなど)などについてまとめられている。その中に応答ひずみを照査指標として用いる手法¹³⁾についても紹介されている。本節では応答ひずみについて検討してみる。着目する応答ひずみとして、文献13)では、最も危険な断面のひずみの平均値を挙げている。しかし、文献6)では、図-14に示す圧縮フランジ面における有効破壊長の柱軸方向の平均ひずみをとることが推奨されている。本研究では、文献6)の手法を用いて、図-14に示すように、 ϵ_a (有限要素の表裏面の部材軸方向の垂直ひずみの平均値)の有効破壊長領域における平均値を応答ひずみとして、その時刻歴応答について検討している。なお、得られた水平変位の時刻歴応答から、JR 鷹取で観測された地震波を入力したケース(解析モデル d.67-J および d3-J)では y 軸の正側を、東神戸大橋で観測さ

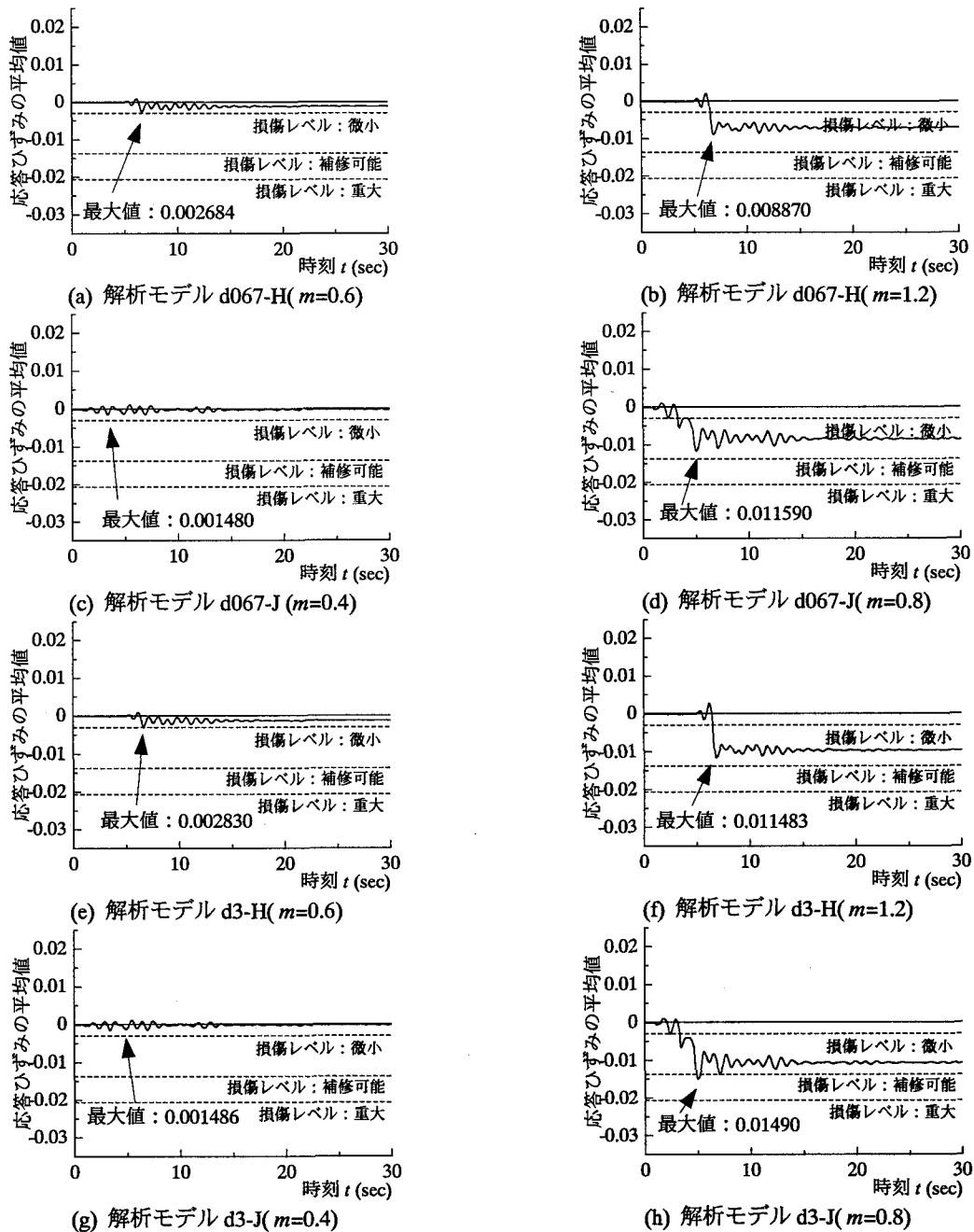


図-15 平均応答ひずみの時刻歴応答

れた地震波を入力したケース(d067-Hおよびd3-H)ではy軸の負側を、便宜上、圧縮フランジとしている。

JR 鷹取で観測された地震波を入力するケース(解析モデル d067-J および d3-J)において、 $m=0.4$ および 0.8 の時における平均応答ひずみの時刻歴応答を、また東神戸大橋で観測された地震加速度を入力したケース(解析モデル d067-H および d3-H)において、 $m=0.6$ および 1.2 の時における平均応答ひずみの時刻歴応答を、それぞれ図-15に示す。

ここで、文献13)においては、ひずみと損傷レベルとの関係を、重大(Significant)、補修可能(Repairable)、および微小(Minimum)の3段階に区分している。そして、鋼構造物のひずみにおいては、 $\text{Larger}\{0.003; 1.5 \varepsilon_y\}$ 以下のひずみが発生した場合の損傷レベルを“微小”に、 $\text{Larger}\{0.003; 1.5 \varepsilon_y\}$ 以上で、 $\text{Larger}\{0.008; 2 \varepsilon_s/3\}$ 以下のひずみが発生した場合を“補修可能”に、そし

て $\text{Larger}\{0.008; 2 \varepsilon_s/3\}$ 以上で ε_s 以下のひずみが発生した場合を“重大”にそれぞれ評価している。ここで、 $\text{Larger}\{A; B\}$ はAとBとの大きい方の値を意味し、 ε_s はひずみ硬化開始点のひずみを ε_y は降伏ひずみである。

図-15より得られた平均応答ひずみを用いた評価と、最大応答変位発生時の局部座屈変位量との関係を表-7にまとめる。表-7より、損傷レベルが“微小”と評価されるケースにおいては、最大応答変位が $1.6 \delta_y$ に達せず、その局部座屈変位 δ_w/a (補剛板全体)、 δ_b/b_f (フランジ板パネル)、および δ_w/b_w (腹板・板パネル)もほとんど発生しないことがわかる。一方、損傷レベルが“補修可能”と評価されるケースにおいては、それぞれの局部座屈変形が、損傷レベルが“微小”と評価されたケースと比較して急激に大きくなる事がわかる。また、平均応答ひずみによる鋼製橋脚の損

表-7 平均応答ひずみを用いた評価と各種局部座屈変位量との関係

解析モデル名	応答ひずみによる損傷の評価	最大応答変位	δ_w/a	δ_w/b_f	δ_w/b_w
d3-J, $m=0.4$	微小	1.189 δ_y	0.000160	0.000062	0.000188
d067-J, $m=0.4$		1.196 δ_y	0.000153	0.000161	0.000376
d3-H, $m=0.6$		1.587 δ_y	0.000637	0.001600	0.000663
d067-H, $m=0.6$		1.595 δ_y	0.001666	0.001914	0.001157
d067-H, $m=1.2$	補修可能	3.281 δ_y	0.013757	0.030529	0.006546
d3-H, $m=1.2$		3.266 δ_y	0.006159	0.040244	0.003977
d067-J, $m=0.8$		4.273 δ_y	0.022879	0.042358	0.008488
d3-J, $m=0.8$		4.171 δ_y	0.017717	0.055453	0.003131

傷の評価が深刻になるにつれて、フランジ板パネルによる局部座屈変位量 δ_w/b_f が大きくなる傾向がみられる。一方、補剛板全体による局部座屈変形 δ_w/a 、および腹板・板パネルにおける局部座屈変形 δ_w/b_w においても、ほぼ同様の傾向が見られるが、損傷レベルが“重大”のケースにおいて、一部異なる傾向がみられた。すなわち、解析モデル d3-J($m=0.8$)の評価は、平均応答ひずみおよび δ_w/b_f では、“補修可能”と評価された解析モデル d067-J($m=0.8$)よりも深刻な損傷となるが、 δ_w/a および δ_w/b_w では、より軽微な損傷となる。応答ひずみによる損傷の評価が“補修可能”、および“重大”となるモデルにおいて、 δ_w/b_f に関してのみ、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ の方が $\gamma/\gamma^*=0.67$ の場合より大きくなっているが、これは、図-9にその一例を示すように、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ の場合、縦補剛材が有効にはたらき、縦補剛材間で半波となるモードになるためと考えられる。以上のように、平均応答ひずみによる損傷の判定と局部座屈変形の程度の傾向とが完全に一致せず、今後、検討の余地が残されている。

4. まとめ

本研究より得られた主な結論、および今後の課題をまとめると、以下のとおりである。

- 1) 対象とする橋脚の固有振動周期がほぼ等しければ縦補剛材剛比の等しい補剛板パネルで構成される橋脚の耐震性はほぼ等しいことが明らかになった。
- 2) 最大応答変位が δ_{95} を越えると、構成補剛板パネル全体およびフランジ板パネルにおける座屈変位は、縦補剛材剛比にかかわらず著しく大きくなる。
- 3) 振幅のみ異なり、その他は同じ地震加速度波による応答解析を行った結果、その最大応答変位発生時における柱基部付近の補剛箱形断面の座屈変形量は、地震加速度波の振幅がある値以上になると急激に大きくなるのがわかる。一方、残留変形量に着目すると、今回用いた単純な構成則では、地震加速度波の振幅がある値以上になると残留変形量が急激に大きくなり、最大応答変位発生時の座屈変形量と同様の傾向がみられた。
- 4) 3)に関連して、縦補剛材剛比にかかわらず、少しずつ入力地震加速度波の振幅を大きくすると、はじめに、フランジの局部座屈変位量が急激に大きくなり、その後さらにその振幅を大きくすると、腹板・板パネルの局部座屈変位が急激に大きくなる。
- 5) 本研究で用いた解析モデルにおいては、その局部座屈変

形、残留変位、および平均応答ひずみより、最大応答が発生した際のフランジ板パネルの座屈変位 δ_w/b_f が、0.0001914 以下、すなわち最大応答変位が約 $1.6 \delta_y$ 以下の範囲にあるとき、使用限界状態以下の状態であると考えられる。

- 6) 補修可能な限界状態および終局限界状態を判定する際に、平均応答ひずみによる損傷の判定と局部座屈変形の程度の傾向と最大応答変位の傾向とが完全に一致せず、今後、検討の余地が残されている。
- 7) 用いる構成則によって残留変位は大きく変化すると言われているので、より厳密な構成則を用いた場合の残留変形の特性については、今後の課題である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路震災対策便覧(震災復旧編)，1988年2月。
- 2) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査—中間報告書—，1995年12月。
- 3) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて 震災復旧工事誌，1997年9月。
- 4) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996年7月。
- 5) 岡田 潤，北田俊行，山野敏郎：地震荷重を受ける薄肉鋼製橋脚の変形性能に及ぼす縦補剛材剛比の影響，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，pp.69-76，2000年1月。
- 6) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化，2000年4月。
- 7) 北田俊行・中井 博・狩野正人・岡田 潤：単柱形式の局部座屈を考慮した弾塑性動的応答解析法の構築，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，土木学会，pp.255-262，1998年11月。
- 8) 建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・(社)鋼材倶楽部・(社)日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(VII)，pp.303-388，1997年4月。
- 9) JSSC 次世代土木鋼構造研究委員会・鋼橋の耐震設計小委員会中間報告書，1999年4月。
- 10) 土木学会：実務者のための耐震設計入門，1998年7月。
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I.共通編，およびII.鋼橋編，1996年12月。
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，v.耐震設計編，1996年12月。
- 13) Duan, L. and Li, F. : Seismic Design Philosophies and Performance-Based Design Criteria, Bridge Engineering Handbook, edited by Chen, W.F. and Duan, L., CRC Press.

(2001年4月20日受付)