

局部座屈の影響を考慮した 箱形断面鋼製橋脚の地震時動的応答解析

小玉乃理子¹・依田照彦²

¹正会員 工修 早稲田大学助手 理工学部土木工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

²正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

既設の箱形断面鋼製橋脚は補剛材剛比が比較的小さいため、強震時には局部座屈の発生による耐力低下が危惧される。そこで梁要素 σ - ε モデルの弾塑性有限変位解析により、強震時の箱形断面鋼製橋脚の最大変位および残留変位を評価する手法について検討した。局部座屈による劣化の影響を受ける範囲を塑性劣化ヒンジと定義し、シェル要素 FEM 解析により塑性劣化ヒンジの動的挙動を確認した。そこからフランジとウェブの座屈応力、軟化型応力-ひずみ関係および除荷剛性の変化を定式化し、梁要素の応力-ひずみ関係として使用した梁要素解析により、局部座屈を伴う箱形断面鋼製橋脚の地震時動的応答がシェル要素 FEM 解析と同程度の精度で得られたことから、提案する手法が既設鋼製橋脚の耐震性能の評価に利用できることを確認した。

Key Words: steel rigid-frame, plastic deteriorating hinge, local buckling, residual displacement, dynamic response analysis

1. はじめに

既設の箱形断面鋼製橋脚の中には、昭和48年版以前の道路橋示方書¹⁾に基づき、橋脚を構成する補剛板の補剛材剛比が比較的小さい状態で設計されたものがあり、強震時には局部座屈の発生による耐力低下が危惧される。これらの既設橋脚に対し、近年耐震補強工事が行われているが、補強工の可否の判断が必ずしも定量的に成されていないのが現状である。

鋼製橋脚の耐震性能を評価する一つの方法として、標準地震入力^{2), 3)}などの入力加速度による地震時動的応答解析を行い、最大変位や残留変位を評価することが考えられる⁴⁾。その際、補剛材剛比の小さい箱形断面鋼製橋脚では局部座屈が発生する場合があるため、シェル要素を用いた FEM 解析(以後、シェル要素 FEM 解析と略す)により応答特性を求めることが望ましいが、膨大な計算量となることから実務において個々の橋脚について検討することは現段階では事実上不可能である。

このような状況を打開するため、シェル要素 FEM 解析に代わる計算量の少ない鋼製橋脚の動的応答解析法として、2パラメータモデル、等価1自由度モデル等の H- δ モデル⁵⁾⁻⁷⁾あるいはファイバーモデル等の σ - ε モ

デル^{8), 9)}など種々の手法が考案されており、最大変位については比較的良好な精度で評価されている。その一方、残留変位の評価については精度の面から未だ検討段階にあるといえる。

そこで本論文では、これらのモデルのうち汎用性にすぐれた σ - ε モデルを使用し、梁要素の弾塑性有限変位解析により、強震時の箱形断面鋼製橋脚の最大変位および残留変位を予測する手法について検討した。

σ - ε モデルによる箱形断面鋼製橋脚の局部座屈部のモデル化は、これまでも試みられてきた。磯江ら¹⁰⁾はフランジ補剛板およびウェブ補剛板を構成する板部分ごとに保有耐力-変位関係および剛性-変位関係を実験またはシェル要素を用いた FEM 解析によって定めることとし、単柱橋脚の繰り返し二軸曲げ解析を行った。小澤ら^{11), 12)}は、フランジ補剛板について σ - ε 関係を二次曲線、二次双曲線関数等により近似し、近似関数中に多数含まれる未定定数をシェル要素を用いた FEM 解析から決定することによって、Pushover 時における単柱橋脚およびラーメン橋脚の詳細な σ - ε モデルを提案した。また、崎元ら⁹⁾は、フランジ補剛板については局部座屈を考慮した繰り返し σ - ε 関係を定義し、ウェブについては通常の方法構成則を用いることによつて単

表-1 箱形断面鋼製橋脚の諸元

単柱橋脚	部材長 L (mm)	フランジ			ウェブ			縦リブ		横補剛材			軸力比 N/N_y (%)	材質
		幅 b_f (mm)	板厚 t_f (mm)	パネル数 n_f	幅 b_w (mm)	板厚 t_w (mm)	パネル数 n_w	幅 b_r (mm)	板厚 t_r (mm)	幅 b_d (mm)	板厚 t_d (mm)	間隔 a (mm)		
①	7650	2000	25	5	1700	25	4	170	19	250	16	2000	15	SM570
②	5750	1700	19	4	1700	19	4	140	14	230	15	1500	15	SM490YA
③	9500	2000	25	5	2500	29	5	140	14	270	17	1421	15	SM490YA
④	8000	2500	16	6	2000	15	5	160	16	430	10	2000	15	SM490YA
⑤	7500	2200	20	5	2000	21	4	210	20	350	10	2500	20	SM490YB
⑥	5400	1700	25	4	1700	16	4	140	14	230	15	1800	30	SM400A
⑦	6000	3000	38	6	2800	26	6	190	19	350	22	2100	30	SM570
⑧	6000	2000	40	5	2000	28	5	200	20	320	19	2000	20	SM570
⑨	5600	2000	32	5	2000	28	5	200	20	320	19	1850	15	SM570
⑩	6400	2200	22	5	2000	21	4	160	18	350	10	1600	15	SM490YB

† 基部における値または材質

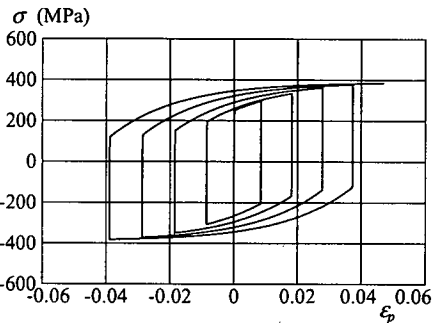
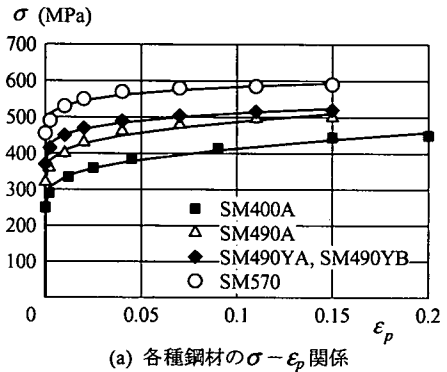
表-2 鋼製橋脚の補剛板パラメータ

単柱橋脚	フランジ			ウェブ		
	R_R	R_F	γ_1/γ_{1req}	R_R	R_F	γ_1/γ_{1req}
①	0.4	0.6	0.8	0.4	0.6	1.0
②	0.5	0.5	0.8	0.5	0.5	0.9
③	0.4	0.5	0.8	0.4	0.6	0.6
④	0.6	0.5	1.1	0.6	0.5	1.3
⑤	0.5	0.5	1.0	0.5	0.5	1.1
⑥	0.3	0.6	0.8	0.5	0.5	1.2
⑦	0.3	0.7	0.6	0.4	0.6	0.9
⑧	0.2	0.5	1.0	0.4	0.5	1.4
⑨	0.3	0.5	1.4	0.4	0.5	1.6
⑩	0.4	0.5	1.1	0.5	0.5	1.2

柱橋脚の地震応答解析を行った。

ここでは、解析対象を既設箱形断面鋼製橋脚の橋軸直角方向の挙動に限定し、設計実務において時刻歴動的応答解析を行うための σ - ϵ モデルを提案した。シェル要素を用いた FEM 解析により、フランジおよびウェブの局部座屈挙動を確認し、フランジ補剛板のみならず、これまで詳細な定式化が成されていないウェブ補剛板に対しても繰り返し軟化型応力-ひずみ関係の定式化を行った。この際、式中のパラメータの数を極力抑えることとした。また、軟化型応力-ひずみ関係を用いる場合には、解析結果が要素分割により大きく異なることから¹³⁾、解析上の局部座屈部の範囲を定めるとともに、局部座屈部の適切な要素分割について検討した。このとき梁要素には、ウェブのせん断応力を考慮できるように Timoshenko の梁要素¹⁴⁾を使用した^{15),16)}。

局部座屈部を含む σ - ϵ モデルの適用例として、局部座屈を伴う箱形断面鋼製単柱橋脚およびラーメン橋脚の地震時動的応答解析を行い、最大変位および残留変位をシェル要素 FEM 解析結果と比較し、本モデルの有効性を確認した。

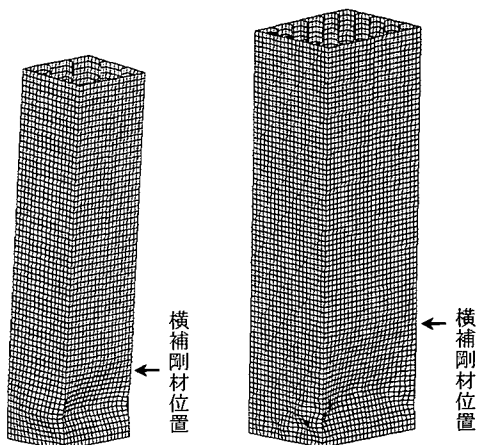


(a) 各種鋼材の σ - ϵ_p 関係
(b) 鋼材の繰返し σ - ϵ_p 関係の例(SM400A)
図-1 鋼材の一軸応力 σ -塑性ひずみ ϵ_p 関係

2. 箱形断面鋼製橋脚の局部座屈部の挙動

局部座屈による劣化を考慮した梁要素モデルの構築にあたり、箱形断面鋼製単柱橋脚のシェル要素 FEM による動的応答解析を行い、局部座屈部の動的挙動について検討した。

解析対象とした単柱橋脚の諸元を表-1に、橋脚のフランジ補剛板およびウェブ補剛板のパラメータを表-2に示す。ここで、 R_R および R_F は幅厚比パラメータ、 γ_1/γ_{1req}



(a) フランジ $\gamma_f / \gamma_{f.req} \leq 1$, ウェブ $R_R < R_F$ の例 (単柱橋脚①)
 (b) フランジ $\gamma_f / \gamma_{f.req} > 1$, ウェブ $R_R \geq R_F$ の例 (単柱橋脚④)

図-2 座屈形状の例

は補剛材剛比と必要補剛材剛比との比である¹⁾。

シェル要素FEM解析は、汎用コードABAQUS/Standard Version 5.8¹⁷⁾によるものであり、要素には4節点1次汎用シェル要素を、材料構成則には移動硬化則を用い、図-1(a)に示す一軸応力 σ -塑性ひずみ ϵ_p 関係のプロットを入力した。このときの鋼材の繰返し σ - ϵ_p 特性をSM400A材を例に図-1(b)に示す。要素分割は橋脚軸直角方向に補剛板のパネルが4分割以上、シェル要素の一边の長さとしておよそ0.1mとなるように行い、縦補剛材では幅方向に2分割とした。加速度は兵庫県南部地震時に神戸海洋気象台において観測されたNS方向加速度波形(以後JMA波とする)¹⁸⁾を橋脚基部各節点の水平一方向に入力した。確実に局部座屈を発生させるため、軸力比 N/N_y (N_y :降伏軸力)が0.15以上となるよう、上載荷重を通常より大きく設定した。ここでは、後述の梁要素モデルを明確なものとするために減衰は考慮していない。また、初期たわみおよび残留応力が橋脚の残留変形に与える影響は、塑性域での繰返し载荷が発生する場合には小さいため^{7), 19)}、それらは考慮していない。

(1) 局部座屈部の座屈形状

a) フランジの座屈形状

フランジの座屈形状は、図-2に示すようにフランジの補剛材剛比が $\gamma_f / \gamma_{f.req} \leq 1$ の場合には、基部と基部から最も近い横補剛材の間でパネル間座屈するモードとなった。また、 $\gamma_f / \gamma_{f.req} > 1$ の場合には、フランジの幅厚比パラメータが $R_R < R_F$ の断面ではやはり補剛板座屈モードとなったが、 $R_R > R_F$ の場合には補剛板座屈にパネル間座屈を重ねあわせたモードとなった。

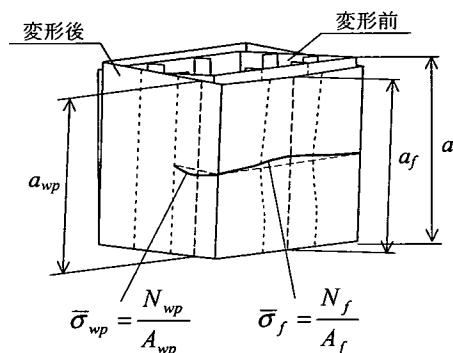


図-3 平均応力および平均ひずみの定義¹⁵⁾

b) ウェブの座屈形状

図-2より、ウェブの座屈形状は、基部と基部から最も近い横補剛材の間でパネル間座屈するモードとなった。フランジの局部座屈に続いてフランジに隣接するパネルの座屈が発生し、その後さらに隣接するウェブのパネルへと座屈の範囲が拡大していく。圧縮直角方向ではつねに波数 $n=1$ となった。また、圧縮方向への波数 m は、ウェブの幅厚比パラメータ(表-2参照)が $R_R < R_F$ の場合は $m=1$ となり、 $R_R \geq R_F$ の場合は $m \geq 2$ となった。

(2) 局部座屈後の負荷時の応力-ひずみ関係

前節で述べた局部座屈部の形状から、およそダイヤフラム間もしくは横補剛材間(今後単にダイヤフラム間とする)を一つの局部座屈部とみなし、座屈特性を局部座屈部ごとに評価できるものと考えた。一方、梁要素 σ - ϵ モデルにより局部座屈部の挙動を表現するためには、局部座屈部の応力-ひずみ関係を規定する必要がある。そこで、シェル要素FEM解析におけるダイヤフラム間の応力-ひずみ関係について検討した。

ここで応力およびひずみは、局部座屈部におけるフランジ補剛板またはウェブのパネルごとの平均値として評価した。平均応力は次式により定義した。

$$\bar{\sigma}_f = \frac{N_f}{A_f}, \quad \bar{\sigma}_{wp} = \frac{N_{wp}}{A_{wp}} \quad (1a), (1b)$$

ここで、

$\bar{\sigma}_f, \bar{\sigma}_{wp}$: フランジおよびウェブパネルの平均応力

N_f, N_{wp} : ダイヤフラム間隔中間においてフランジおよびウェブパネルが受ける軸方向力

A_f, A_{wp} : ダイヤフラム間隔中間におけるフランジおよびウェブパネルの断面積

である。また、平均ひずみは幅方向中央におけるダイヤフラム間隔の変化により定義した(図-3)。

$$\bar{\epsilon}_f = \frac{\Delta a_f}{a}, \quad \bar{\epsilon}_{wp} = \frac{\Delta a_{wp}}{a} \quad (2a), (2b)$$

表-3 シェル要素 FEM 解析による
座屈応力

単柱 橋脚	フランジ 補剛板 $ \sigma_{cr} $ (MPa)	ウェブ $ \sigma_{cr} $ (MPa)	
		パネル①	パネル②
①	508	496	487
②	437	396	371
③	440	398	390
④	432	397	372
⑤	427	415	-
⑥	299	294	256
⑦	517	446	422
⑧	498	-	-
⑨	517	-	-
⑩	439	416	376

表-4 シェル要素 FEM 解析における
座屈後の応力レベル低下の割合

単柱 橋脚	フランジ 補剛板 $\Delta\bar{\sigma}/\sigma_{cr}$ (%)	ウェブ $\Delta\bar{\sigma}/\sigma_{cr}$ (%)	
		パネル①	パネル②
①	39	31	46
②	52	21	78
③	51	44	85
④	39	45	8.6
⑤	50	68	-
⑥	42	1.1	8.6
⑦	56	35	76
⑧	28	-	-
⑨	10	-	-
⑩	42	29	16

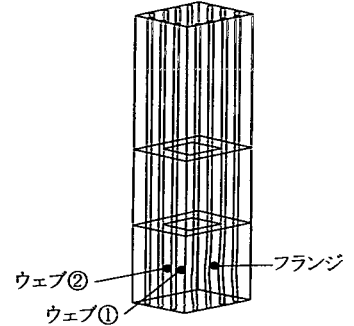
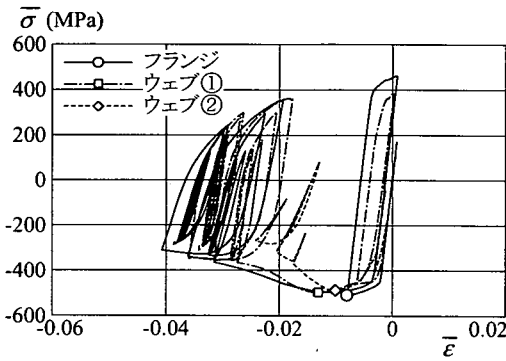
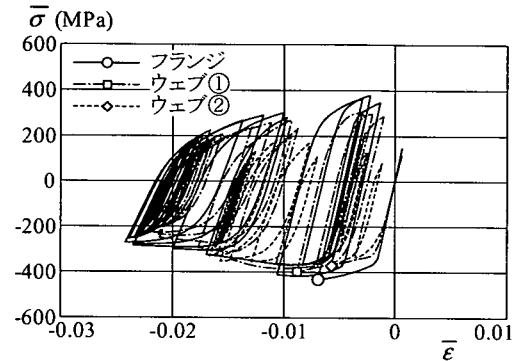


図-4 平均応力および平均ひずみの
出力位置

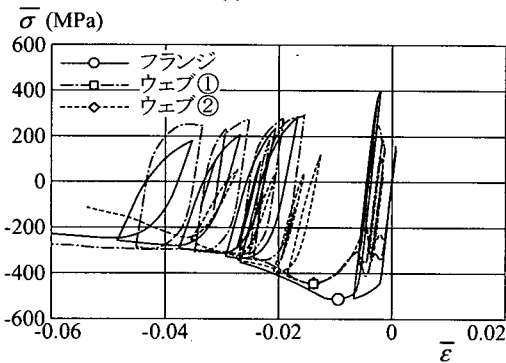
(注) - は劣化が認められなかったことを示す



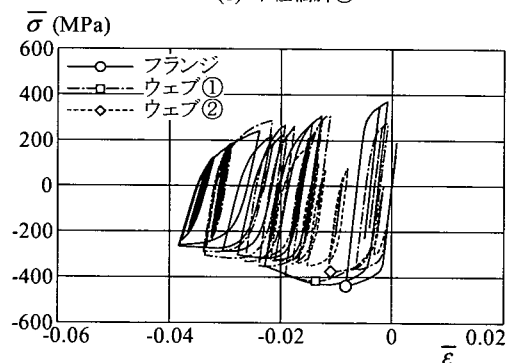
(a) 単柱橋脚①



(b) 単柱橋脚④



(c) 単柱橋脚⑦



(d) 単柱橋脚⑩

図-5 箱形断面鋼製柱のシェル要素 FEM 動的応答解析における局部座屈部の平均応力 $\bar{\sigma}$ - 平均ひずみ $\bar{\epsilon}$ 関係

ここで、

$\bar{\epsilon}_f, \bar{\epsilon}_{wp}$: フランジおよびウェブパネルの平均ひずみ

$\Delta a_f, \Delta a_{wp}$: フランジおよびウェブパネルにおける
ダイヤフラム間隔の変化

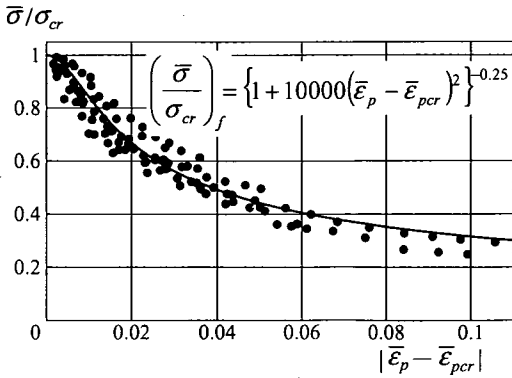
$$\Delta a_f = a_f - a, \quad \Delta a_{wp} = a_{wp} - a$$

a : ダイヤフラム間隔

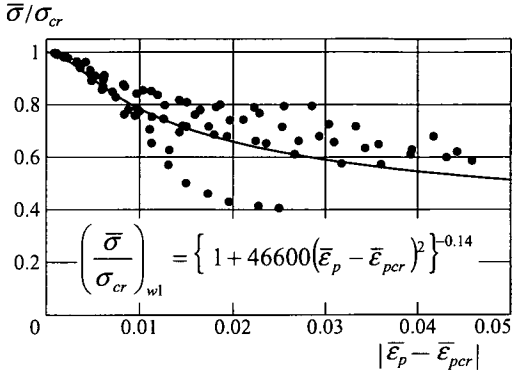
である。

このように整理したときのシェル要素 FEM 解析による

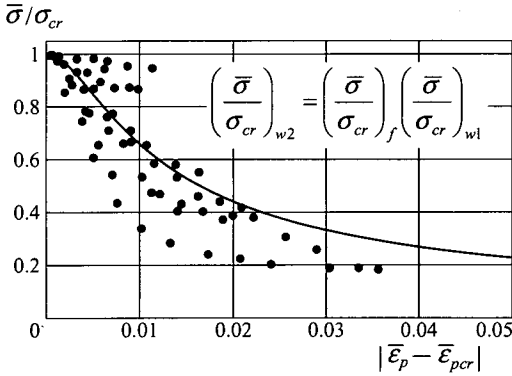
フランジ補剛板およびウェブのパネルの座屈応力を表-3に示す。ここで、座屈応力 σ_{cr} はその箇所における圧縮平均応力の履歴最大値 $\bar{\sigma}_{min}$ により $\sigma_{cr} = \bar{\sigma}_{min}$ とし、表-3にはその絶対値を示した。ウェブのパネルの番号は、座屈したフランジに近い側から順に①、②となっている(図-4)。また、解析対象のうち4ケースについて、フランジ補剛板およびウェブのパネルごとに局部座屈部の平均応力 $\bar{\sigma}$ - 平均ひずみ $\bar{\epsilon}$ 関係を図-5に示す。図



(a) フランジ補剛板

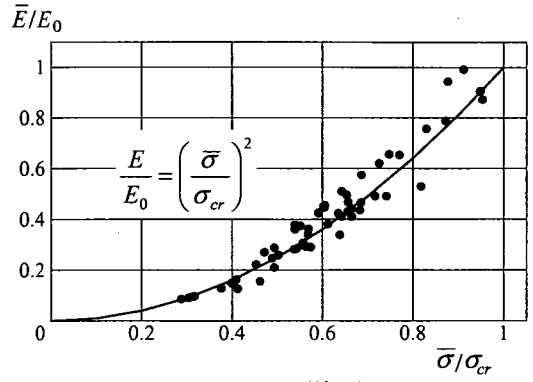


(b) フランジに隣接するウェブパネル

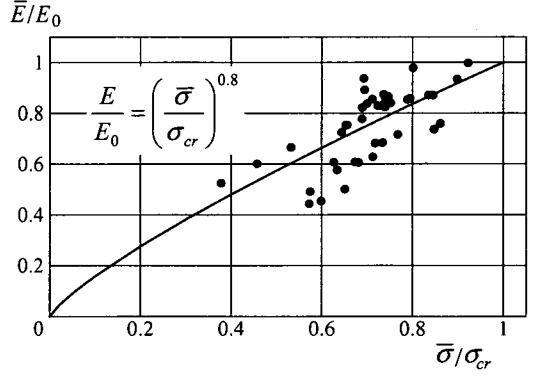


(c) その他のウェブパネル

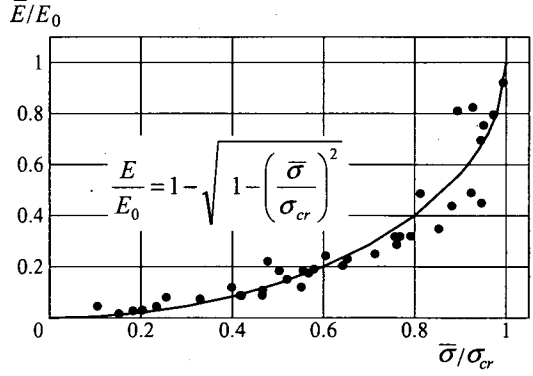
図-6 座屈後劣化域における $\bar{\sigma}/\sigma_{cr} - |\bar{E}_p - \bar{E}_{pcr}|$ 関係



(a) フランジ補剛板



(b) フランジに隣接するウェブパネル



(c) その他のウェブパネル

図-7 座屈後劣化域における $\bar{E}/E_0 - \bar{\sigma}/\sigma_{cr}$ 関係

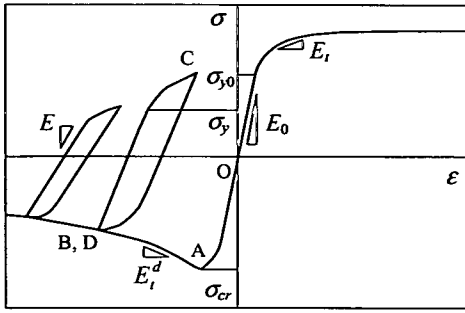
中のプロットは表-3の座屈応力に対応している。

表-3より、ウェブではフランジに隣接するパネル①の座屈時平均応力より、パネル②の座屈時平均応力の方が常に小さい値をとる。これはパネル①や、パネル①とパネル②の間の縦補剛材に座屈が発生することにより、パネル②の支持条件が変化し、座屈応力が低下しているものと考えられる。

また、局部座屈の発生に伴い座屈応力を境に該当箇所の平均応力レベルの低下 $\Delta\bar{\sigma}$ が発生する(図-5)。座屈応力に対する解析中に発生した応力レベルの低下の割合 $\Delta\bar{\sigma}/\sigma_{cr}$ を表-4に示す。ウェブでは補剛材剛

比が $\gamma_1/\gamma_{1.req} \geq 1$ の場合には応力レベルの低下の割合が比較的小さいが、 $\gamma_1/\gamma_{1.req} < 1$ の場合には特にパネル②の応力レベルの低下の割合が大きくなる傾向にある。

各ケースの局部座屈後の軸方向平均応力-平均塑性ひずみ関係を座屈時の値で無次元化し、包絡線上の代表点をフランジ補剛板、ウェブパネル①およびウェブパネル②について図-6のプロットに示す。ここで、横軸は平均塑性ひずみから座屈時の平均塑性ひずみを差し引いたものの絶対値 $|\bar{E}_p - \bar{E}_{pcr}|$ 、縦軸は軸方向平均応力と座屈応力との比 $\bar{\sigma}/\sigma_{cr}$ である。これらの関係を以下の式で近似し、近似曲線を図-6に併せて示す。



E_0 : 初期弾性率 E_1 : 塑性域接線係数
 E : 除荷剛性 E_1^d : 劣化域接線係数
 σ_{y0} : 初期降伏応力 σ_y : 後続降伏応力 σ_{cr} : 座屈応力

図-8 局部座屈部の軸方向応力 σ -ひずみ ϵ 関係の概要

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \text{フランジ:} \\
 \left(\frac{\bar{\sigma}}{\sigma_{cr}} \right)_f = \left\{ 1 + 10000(\bar{\epsilon}_p - \bar{\epsilon}_{p_{cr}})^2 \right\}^{-0.25} \quad (3a) \\
 \text{ウェブ パネル①:} \\
 \left(\frac{\bar{\sigma}}{\sigma_{cr}} \right)_{w1} = \left\{ 1 + 46600(\bar{\epsilon}_p - \bar{\epsilon}_{p_{cr}})^2 \right\}^{-0.14} \quad (3b) \\
 \text{ウェブ パネル②:} \\
 \left(\frac{\bar{\sigma}}{\sigma_{cr}} \right)_{w2} = \left(\frac{\bar{\sigma}}{\sigma_{cr}} \right)_f \left(\frac{\bar{\sigma}}{\sigma_{cr}} \right)_{w1} \quad (3c)
 \end{array} \right.$$

(3) 局部座屈後の除荷時の応力-ひずみ関係

フランジ、ウェブのいずれにおいても、局部座屈が進行するにつれて、圧縮状態からの除荷剛性 \bar{E} は初期剛性 $\bar{E} = E_0$ (E_0 : 材料の初期弾性率)より低下する。また、引張側の後続降伏応力 $\bar{\sigma}_y$ は初期降伏応力 $\bar{\sigma}_{y0}$ より小さくなり、弾性域が縮小していくことがわかる(図-5)。除荷剛性の低下がみられるのは、ダイヤフラム間の平均値として算出された応力-ひずみ関係に、補剛板の局部座屈による面外変形の幾何学的影響が含まれているためと考えられる。

各ケースの局部座屈部における局部座屈後の除荷剛性-軸方向応力関係を整理すると、図-7のプロットが得られた。ここで、横軸は軸方向平均応力と座屈応力との比 $\bar{\sigma}/\sigma_{cr}$ 、縦軸は除荷剛性と初期剛性との比 \bar{E}/E_0 である。これらの関係を以下の式で近似し、近似曲線を図-7に併せて示す。

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \text{フランジ:} \\
 \frac{\bar{E}}{E_0} = \left(\frac{\bar{\sigma}}{\sigma_{cr}} \right)^2 \quad (4a)
 \end{array} \right.$$

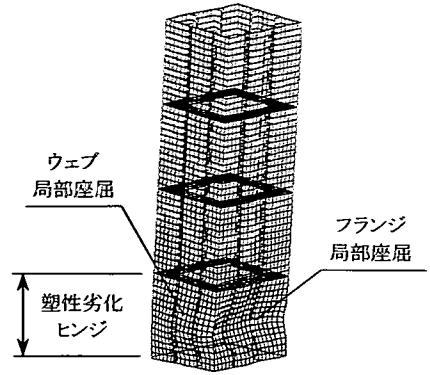


図-9 塑性劣化ヒンジの定義

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \text{ウェブ パネル①:} \\
 \frac{\bar{E}}{E_0} = \left(\frac{\bar{\sigma}}{\sigma_{cr}} \right)^{0.8} \quad (4b)
 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \text{ウェブ パネル②:} \\
 \frac{\bar{E}}{E_0} = 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{\bar{\sigma}}{\sigma_{cr}} \right)^2} \quad (4c)
 \end{array} \right.$$

ここで、式(3)および式(4)の近似曲線は今回の解析対象とした表-1の鋼製橋脚から得られたものであり、これらと補剛板パラメータが大きく異なる鋼製橋脚には一概に適用できないことを注意しておく。

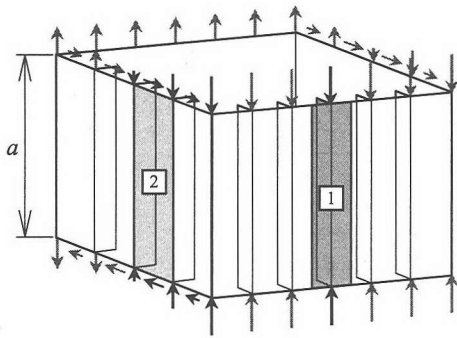
3. 動的問題における塑性劣化ヒンジの梁要素への導入

これまで検討してきた箱形断面鋼製橋脚の局部座屈部の応力-ひずみ関係をまとめると図-8のようになる。これらの特徴を梁要素モデルにより表現するため、鋼製箱形断面橋脚のPushover解析における有効性を確認している塑性劣化ヒンジ¹⁵⁾の挙動の定式化を、動的応答解析にも適用可能となるよう拡張した。

(1) 塑性劣化ヒンジの定義と座屈応力の評価

2章で考察したとおり、およそダイヤフラム間で局部座屈が発生することから、箱形断面鋼製橋脚のダイヤフラム間ごとに局部座屈部の挙動を呈する梁要素 σ - ϵ モデルを規定していく。

図-9のようにダイヤフラム間で局部座屈が発生した状態を、塑性劣化ヒンジとよぶことにする。今後、単に梁要素といえばこのような塑性劣化ヒンジの特性をもつ梁要



- ① フランジ多リブモデル (T字柱) $\left\{ \begin{array}{l} \text{細長比 } \lambda_T, \text{ 断面積 } A_T \\ \text{断面 2 次モーメント } I_T \\ \text{圧縮座屈応力 } \sigma_{cr}^T \end{array} \right.$
- ② ウェブパネル板モデル (四辺単純支持板) $\left\{ \begin{array}{l} \text{圧縮座屈応力 } \sigma_{cr}^* \\ \text{せん断座屈応力 } \tau_{cr}^* \end{array} \right.$

図-10 座屈応力評価モデル

素をさすことにする。また、梁要素の応力-ひずみ関係は、シェル要素解析により得られるところの平均応力 $\bar{\sigma}$ - 平均ひずみ $\bar{\epsilon}$ 関係(2. (2)参照)に相当するので、今後単に応力 σ 、ひずみ ϵ といえ、この平均的な量をさすこととする。

以下、塑性劣化ヒンジにおける座屈応力について検討する。

a) 多リブモデルによるフランジ座屈応力の評価

塑性劣化ヒンジのフランジの座屈応力の評価には、圧縮補剛板の多リブモデル^{20), 21)}を採用した。フランジの座屈応力は、図-10の網掛部①で示したフランジの一部を成すT字柱の座屈応力を用いて評価することができる。

T字柱の境界条件は、固定端とダイヤフラム間ではピン-完全固定、その他のダイヤフラム間では両端ピンとして近似できる。本来、箱形断面鋼製橋脚が曲げを受ける際には、T字柱は分布圧縮力を受けるが、一様圧縮と近似しても座屈応力に大きな差はみられないため¹⁵⁾、T字柱の座屈応力 σ_{cr}^T を一様圧縮時の座屈応力として算出した。

$$\sigma_{cr}^T = \begin{cases} \frac{2.04\pi^2 E_t I_T}{A_T a^2} & \text{(固定端とダイヤフラム間)} \quad (5a) \\ \frac{\pi^2 E_t I_T}{A_T a^2} & \text{(上記以外のダイヤフラム間)} \quad (5b) \end{cases}$$

ここで、 I_T はT字柱の断面2次モーメント、 A_T はT字柱の断面積、 a はダイヤフラム間隔、 E_t は座屈時の接線剛

表-5 材料定数

鋼種	C_1 (MPa)	C_2 (MPa)	σ_Y (MPa)	E_0 (GPa)
SM400A	264	162	250	206
SM490A	281	98.7	320	
SM490YA	263	-60.2	360	
SM490YB				
SM570	246	-94.8	455	

性である。式(5a)および式(5b)は、弾塑性座屈時の座屈応力も算出できるように Euler 座屈の式を修正したものである²²⁾。

今回の解析では鋼材の軸方向応力 σ - 塑性ひずみ ϵ_p 関係を次式により近似した。

$$\sigma = C_1 \epsilon_p^{1/4} + C_2 \epsilon_p + \sigma_Y \quad (6)$$

このとき、接線剛性 E_t および塑性係数 H_p は以下のように表される²³⁾。

$$\begin{cases} E_t = \frac{E_0 H_p}{E_0 + H_p} \\ H_p = \frac{d\sigma}{d\epsilon_p} = \frac{C_1}{4} \epsilon_p^{-3/4} + C_2 \end{cases} \quad (7)$$

ここで、 σ_Y は材料の一軸降伏応力、 C_1 および C_2 はそれぞれ材料に依存する定数、 E_0 は材料の初期弾性率であり、これらの材料定数を表-5に示す。 C_1 および C_2 は、図-1に示した一軸応力 σ - 塑性ひずみ ϵ_p 関係のプロットを式(6)により最小二乗近似して得られた値である。また、図-1に示した曲線はこのときの近似曲線である。

多リブモデルは、 $\gamma_1/\gamma_{1,req}$ が0.4以下程度と極端に小さく縦補剛材の局部座屈が先行する場合には適用できないが、通常このような断面が設計されることはないので検討の対象外とした。

b) 板モデルによるウェブ座屈応力の評価

図-10の網掛部②に示すように、ウェブのパネルの座屈を、圧縮およびせん断の組み合わせ応力下における四辺単純支持板の弾塑性座屈として近似した。ウェブがパネルごとにならび圧縮および一様せん断を受けるものと近似し、次式を座屈条件とした²⁴⁾。

$$\frac{\sigma_{crw}}{\sigma_{cr}^*} + \left(\frac{\tau_{crw}}{\tau_{cr}^*} \right)^2 = 1 \quad (9)$$

ここで、 σ_{crw} および τ_{crw} はそれぞれ単純支持板の組み合わせ応力下における座屈時圧縮応力およびせん断応力、 σ_{cr}^* は単純支持板に一向圧縮応力のみが作用するときの弾塑性座屈応力、 τ_{cr}^* は単純支持板にせん断応力のみが作用する場合の弾塑性座屈応力であり、局部座屈が発生する以前の初期状態では次式により求められる²⁴⁾。

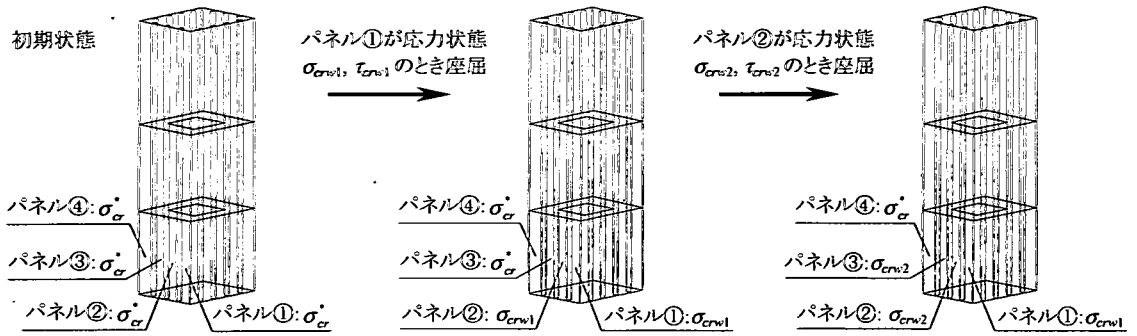


図-11 ウェブパネルの σ_{cr}^* の変化(例)

$$\sigma_{cr}^* = k_c \cdot \sigma_e \quad (10)$$

$$\tau_{cr}^* = k_s \cdot \sigma_e \quad (11)$$

ここで、

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E_t}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{b} \right)^2,$$

$$k_c = \left(\frac{\beta}{m} + \frac{m}{\beta} \right)^2,$$

$$k_s = 5.34 + \frac{4.00}{\beta^2},$$

E_t : 接線剛性

μ : Poisson 比

t_w : ウェブパネルの板厚

b : ウェブパネルの幅

m : 圧縮方向の波数,

$$\begin{aligned} m &= 1 \quad (\beta \leq \sqrt{2}) \\ &= 2 \quad (\sqrt{2} \leq \beta \leq \sqrt{6}) \\ &= 3 \quad (\sqrt{6} \leq \beta \leq \sqrt{12}) \\ &= 4 \quad (\sqrt{12} \leq \beta) \end{aligned}$$

β : $\beta = a/b$

a : ダイアフラム間隔

である。また、ウェブのパネルの局部座屈により、隣接するパネルの座屈応力が低下する現象(2. (2)参照)を考慮するため、一つのパネルが座屈するごとに、隣接するパネルの σ_{cr}^* をそのときの座屈応力 σ_{crw} に変更することとした(図-11)。

表-1に示した箱形断面単柱橋脚に関して、式(5a)、式(10)および式(11)から算出された塑性劣化ヒンジの初期状態における座屈応力予測値を表-6に示す。

(2) 局部座屈の影響を考慮した梁要素の応力-ひずみ関係

2章の箱形断面鋼製橋脚のシェル要素 FEM 解析の結果をふまえ、梁要素において使用する座屈前から座

表-6 塑性劣化ヒンジの座屈応力の予測値

単柱 橋脚	フランジ σ_{cr}^*	ウェブパネル(初期値)	
		σ_{cr}^* (MPa)	τ_{cr}^* (MPa)
①	486	489	548
②	391	388	434
③	391	394	436
④	390	384	441
⑤	392	387	447
⑥	279	278	336
⑦	480	483	538
⑧	484	489	555
⑨	486	488	551
⑩	394	386	427

屈後にいたる一連の応力-ひずみ関係を定義する。

a) 局部座屈前の応力-ひずみ関係

局部座屈が発生しない範囲の応力-ひずみ関係は硬化型とした。硬化型には移動硬化型を用い、降伏条件には von Mises 型の降伏条件式

$$\sigma_y^2 = \sigma^2 + 3\tau^2 \quad (12)$$

を使用した²³⁾。ここで、 σ_y は材料の一軸応力状態における降伏応力である。

b) 局部座屈後の応力-ひずみ関係

3.(1)の要領で評価された局部座屈応力に達した後、塑性劣化ヒンジの応力-ひずみ関係は局部座屈による幾何学的非線形性の影響を受け、硬化型から軟化型へと転じる。

局部座屈後の接線剛性 E_t^d (図-8参照)は、局部座屈後の塑性係数を H_p^d を用いて次式で表される。

$$E_t^d = \frac{EH_p^d}{E + H_p^d} \quad (13)$$

式(13)中の局部座屈後の塑性係数 H_p^d は、2章の箱形断面鋼製橋脚のシェル要素FEM解析より得られた、式(3a)～式(3c)の局部座屈後の塑性劣化ヒンジにおける軸方向応力-塑性ひずみ関係において、 $\bar{\sigma}$ 、 $\bar{\varepsilon}_p$ 、 $\bar{\varepsilon}_{pcr}$ をそれぞれ σ 、 ε_p 、 ε_{pcr} と書き換えることにより以下の式で表される。

フランジ:

$$H_{pf}^d = \frac{d\sigma_f}{d\varepsilon_p} = \sigma_{cr}^T \frac{d}{d\varepsilon_p} \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)_f$$

$$= \frac{-5000\sigma_{cr}^T(\varepsilon_p - \varepsilon_{pcr})}{\left\{ 1 + 10000(\varepsilon_p - \varepsilon_{pcr})^2 \right\}^{1.25}} \quad (14a)$$

ウェブ両端のパネル:

$$H_{pw1}^d = \frac{d\sigma_{w1}}{d\varepsilon_p} = \sigma_{crw} \frac{d}{d\varepsilon_p} \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)_{w1}$$

$$= \frac{-13000\sigma_{crw}(\varepsilon_p - \varepsilon_{pcr})}{\left\{ 1 + 46600(\varepsilon_p - \varepsilon_{pcr})^2 \right\}^{1.14}} \quad (14b)$$

ウェブのその他パネル:

$$H_{pw2}^d = \frac{d\sigma_{w2}}{d\varepsilon_p} = \sigma_{crw} \frac{d}{d\varepsilon_p} \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)_{w2}$$

$$= \sigma_{crw} \left[\frac{d}{d\varepsilon_p} \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)_f \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)_{w1} + \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)_f \cdot \frac{d}{d\varepsilon_p} \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)_{w1} \right] \quad (14c)$$

ここで、

- σ_f : フランジの軸方向応力
- σ_{cr}^T : フランジの多リブモデル座屈応力
(式(5a)または(5b)より)
- σ_{wn} : ウェブの軸方向応力
 $n = \begin{cases} 1 & (\text{ウェブ両端のパネル}) \\ 2 & (\text{ウェブのその他のパネル}) \end{cases}$
- σ_{crw} : ウェブ板パネルモデルの座屈応力(式(9)より)
- ε_p : 軸方向塑性ひずみ
- ε_{pcr} : 座屈時塑性ひずみ
- ε_y : 一軸降伏ひずみ

である。座屈時塑性ひずみ ε_{pcr} は、フランジでは軸方向応力 σ_f が多リブモデル座屈応力 σ_{cr}^T に達した時の軸方向塑性ひずみを、ウェブでは応力状態が式(9)の座屈条件を満たした時の軸方向塑性ひずみを表す。

また、局部座屈後の圧縮負荷状態では降伏曲面の移動はないものとし、降伏曲面の大きさは等方的に縮小するものとした。

c) 除荷剛性の変化

除荷剛性 E は、局部座屈の進展に伴い小さくなる傾向がある。除荷剛性-軸方向応力関係には、2章のシェル要素解析結果から得られた式(4a)～式(4c)の近似式を用いるものとした。

d) 局部座屈後の繰返し応力-ひずみ関係

塑性劣化ヒンジが局部座屈後、圧縮側から除荷を経て引張側で負荷される場合には(図-8中の経路 BC)、降伏曲面の大きさは除荷時のまま変化せず、応力経路は移動硬化則にしたがうこととした。このとき、弾性率は除荷時に式(4a)～式(4c)により求められた除荷剛性 E に変化している。そこから再び圧縮応力を受ける場合には、軸方向応力が最後に圧縮側から除荷したときの値に達したならば(図-8中の点 D)、再び軟化型の応力-ひずみ関係に転じることとした。

(3) 要素分割と梁要素の選択

最後に、梁要素の定式化および要素分割について検討する。ここでの梁要素の応力-ひずみ関係とは、塑性劣化ヒンジの力学的挙動を平均化したものであるから、応力およびひずみが塑性劣化ヒンジの長さ方向では一点のみで評価されるべきである。したがって、梁要素は要素軸方向にただ一つの Gauss 積分点をもつ1次要素とし、要素数はダイヤフラム間隔に対して一つとした。

また、薄肉構造物のウェブではせん断応力が卓越するため^{15), 16)}、せん断変形を許す Timoshenko の梁要素¹⁴⁾を使用した。フランジの面外せん断応力は軸方向応力に比べて十分小さいものとし、ウェブのみに一様なせん断応力が発生するものと仮定すれば、せん断応力 τ は次式により算出される。

$$\tau = \frac{A}{A_w} G \gamma \quad (15)$$

ここで、 A は梁の全断面積、 A_w はウェブの断面積、 G はせん断剛性、 γ は要素内一定のせん断ひずみである。

$$\gamma = \frac{v_j - v_i}{\ell} - \frac{\theta_i + \theta_j}{2} \quad (16)$$

ここで、 v_i 、 v_j はそれぞれ1次 Timoshenko 梁要素の節点 i および節点 j における局所 y 方向の変位、 θ_i 、 θ_j は同じく節点 i および節点 j における回転角、 ℓ は梁要素の要素長である。

梁要素の断面内の応力評価は分割領域ごとに行い、フランジ、ウェブ両端のパネルおよびその他のウェブのパネルに該当する領域では、前項までに述べたような互いに異なる応力-ひずみ関係を使用する。

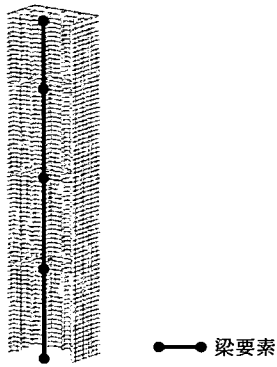


図-12 梁要素モデルの例(単柱橋脚①)

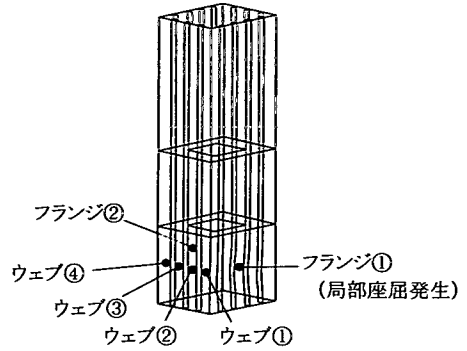
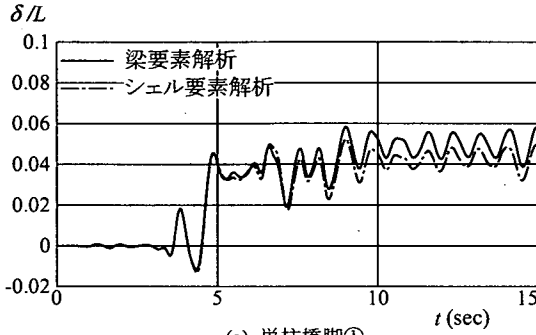
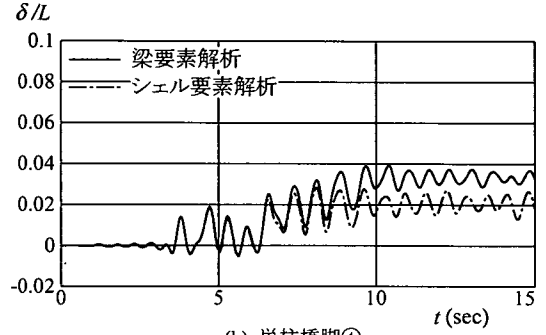


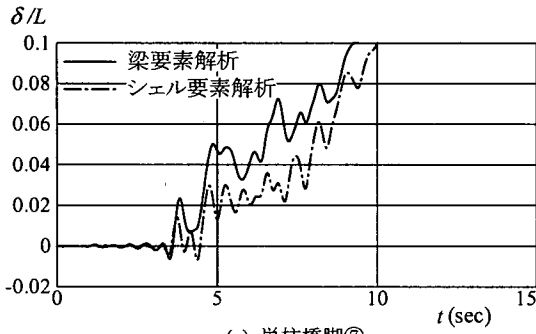
図-14 応力およびひずみの出力位置



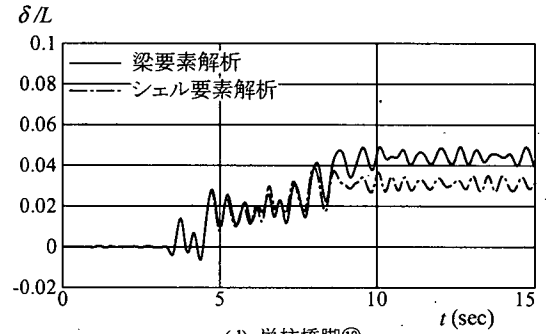
(a) 単柱橋脚①



(b) 単柱橋脚④



(c) 単柱橋脚⑦



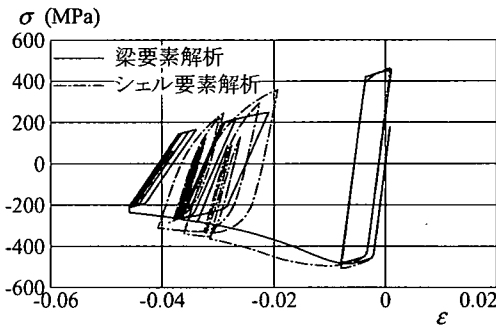
(d) 単柱橋脚⑩

図-13 鋼製単柱橋脚先端の相対変位時刻歴 ($N/N_y \geq 0.15$)

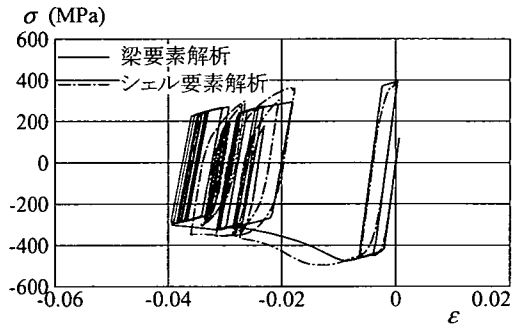
表-7 鋼製単柱橋脚の最大変位および残留変位の解析法による比較 ($N/N_y \geq 0.15$)

単柱橋脚	δ_{max}/L (%)			δ_{res}/L (%)		
	シェル要素解析 (S)	梁要素解析 (B)	(B)-(S)	シェル要素解析 (S)	梁要素解析 (B)	(B)-(S)
①	5.2	5.8	0.6	4.3	4.9	0.6
②	4.8	13.4	8.6	4.3	13.2	8.9
③	3.8	5.3	1.5	3.3	4.9	1.6
④	2.8	3.9	1.1	2.1	3.3	1.2
⑤	6.2	8.5	2.3	5.7	7.9	2.2
⑥	-	-	-	-	-	-
⑦	-	-	-	-	-	-
⑧	4.1	4.7	0.6	3.2	4.0	0.8
⑨	3.2	3.4	0.2	1.7	2.5	0.8
⑩	3.9	4.9	1.0	3.1	4.4	1.3

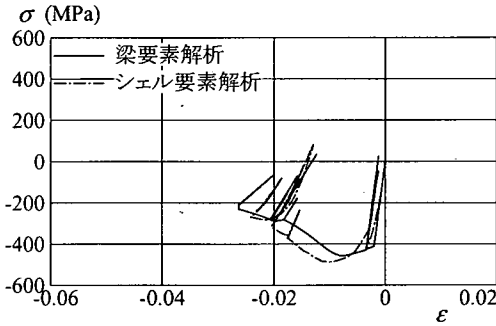
(注) - は橋脚が倒壊したことを示す



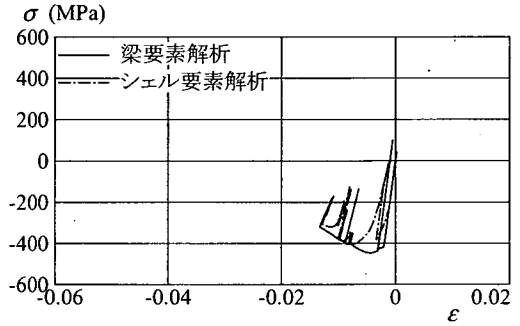
(a) フランジ①



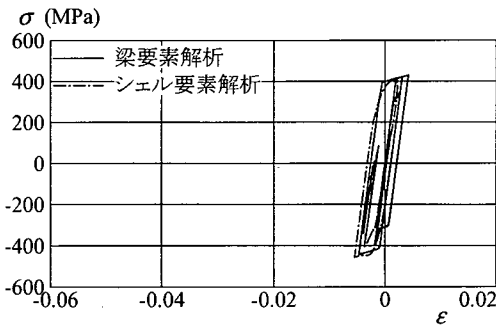
(b) ウェブ①



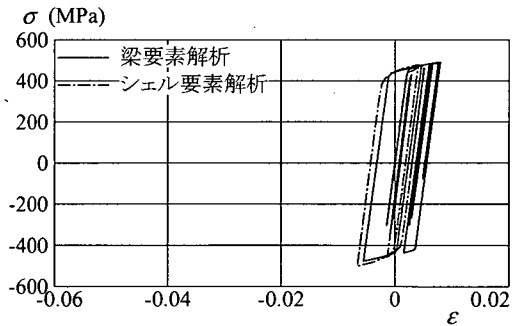
(c) ウェブ②



(d) ウェブ③



(e) ウェブ④



(f) フランジ②

図-15 塑性劣化ヒンジの軸方向応力 σ -ひずみ ϵ 関係の比較

(4) 塑性劣化ヒンジを含む梁要素 σ - ϵ モデルの検証

これまで3章で述べてきた塑性劣化ヒンジを含む梁要素 σ - ϵ モデルの妥当性を検討するため、表-1に示した箱形断面鋼製橋脚の梁要素による地震時動的応答解析を行い、橋脚先端の最大変位および残留変位を2章のシェル要素FEM解析結果と比較した。

動的解析は時間領域の離散化にNewmark- β 法²⁵⁾($\gamma=1/2$, $\beta=1/4$)を用いた弾塑性有限変位解析により行い、時間増分は $\Delta t=2\text{msec}$ とした。入力には2章と同様、JMA波を橋脚基部節点の水平一方向の加速度入力とした。梁要素モデルの一例を1/2シェル要素モデルと対比して図-12に示す。

表-1中の4ケースについて、部材長で無次元化した橋脚先端の相対変位 δ/L の時刻歴の比較を図-13に示

し、このうち単柱橋脚①について、フランジ補剛板またはウェブパネル(図-14)における軸方向応力-ひずみ履歴の比較を図-15に示す。また、最大変位 δ_{max} と残留変位 δ_{res} の比較を表-7に示す。ここで、応力およびひずみとは、シェル要素解析では式(1)および式(2)から求められる塑性劣化ヒンジにおける平均値を、梁要素解析では塑性劣化ヒンジに相当する要素のGauss積分点における値を表している。

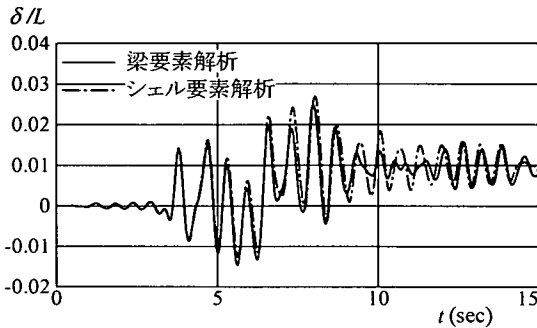
表-7より、最大変位、残留変位ともに梁要素解析とシェル要素解析でおおむねよい一致をみている。また、すべてのケースで梁要素解析による変位がシェル要素解析による結果より大きく評価された。このうち単柱橋脚②および単柱橋脚⑤では、梁要素解析による最大変位、残留変位がシェル要素解析の結果を比較的大きく上回

表-8 鋼製単柱橋脚の軸力比

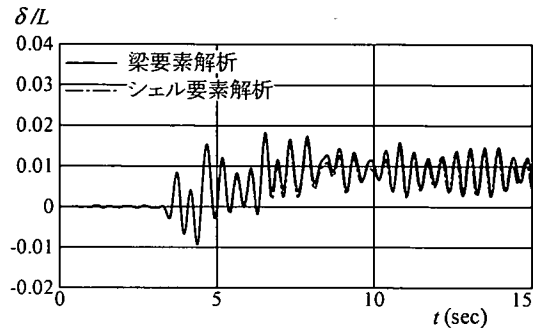
単柱橋脚	軸力比 N/N_y (%)
①	10.0
②	9.3
③	7.5
④	8.0
⑤	8.0
⑥	8.3
⑦	8.0
⑧	6.8
⑨	6.8
⑩	8.0

表-9 鋼製単柱橋脚の最大変位および残留変位の解析法による比較

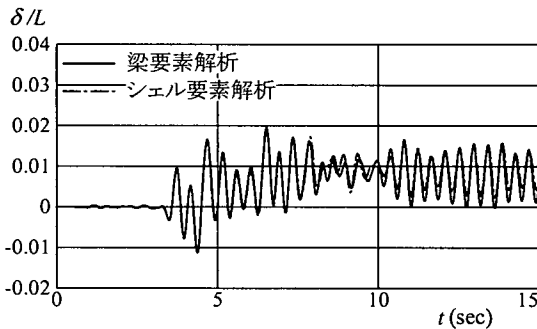
単柱橋脚	δ_{max}/L (%)			δ_{res}/L (%)			局部座屈の有無
	シェル要素解析 (S)	梁要素解析 (B)	(B)-(S)	シェル要素解析 (S)	梁要素解析 (B)	(B)-(S)	
①	2.7	2.5	-0.2	1.0	1.0	0.0	有
②	1.3	1.4	0.1	0.1	0.1	0.0	無
③	1.7	1.8	0.1	0.8	0.9	0.1	有
④	1.9	2.0	0.1	0.8	0.8	0.0	有
⑤	1.4	1.2	-0.2	0.1	0.1	0.0	無
⑥	0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	無
⑦	0.7	0.7	0.0	0.1	0.1	0.0	無
⑧	1.1	1.2	0.1	0.1	0.1	0.0	無
⑨	2.7	2.6	-0.1	1.0	0.8	-0.2	有
⑩	1.1	1.0	-0.1	0.0	0.0	0.0	無



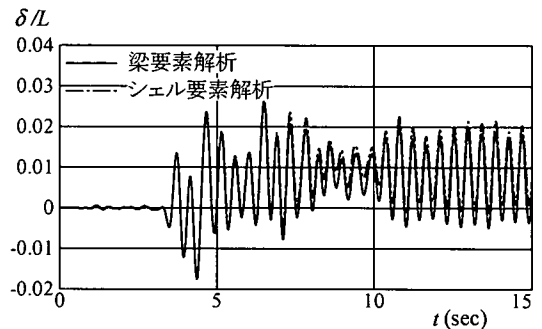
(a) 単柱橋脚①



(b) 単柱橋脚③



(c) 単柱橋脚④



(d) 単柱橋脚⑨

図-16 鋼製単柱橋脚先端の相対変位時刻歴

っている。この原因としては、ウェブの幅厚比パラメータが $R_R = R_F$ であるこれらの橋脚では、シェル要素解析では軸方向の座屈波数 $m=1$ となるのに対して、式(10)中で求められる波数は $m>1$ となり、軸圧縮座屈応力 σ_{cr}^* が $m=1$ に対応する座屈応力より小さく評価されているため、梁要素解析において低い応力レベルで座屈が生じたことが挙げられる。

また、図-15より、局部座屈が発生した側のフランジ①またはウェブパネル①において、梁要素解析によるひずみレベルが若干大きくなるものの、梁要素解析により得られる軸方向応力-ひずみ関係は、シェル要素解析による結果をおおむねよく再現している。

以上の結果より、箱形断面鋼製単柱橋脚の地震時動的応答解析による残留変位の算出に対して、塑性劣化ヒンジを含む梁要素 σ - ϵ モデルを用いた梁要素弾塑性有限変位解析が有効であることが確認された。

4. 箱形断面鋼製橋脚の地震時動的応答解析

塑性劣化ヒンジを含む梁要素 σ - ϵ モデルの応用例として、通常の上載荷重を載荷した表-1の鋼製単柱橋脚および2種類の箱形断面鋼製ラーメン橋脚について、3.(4)と同様の地震時動的応答解析を行い、橋脚上部の

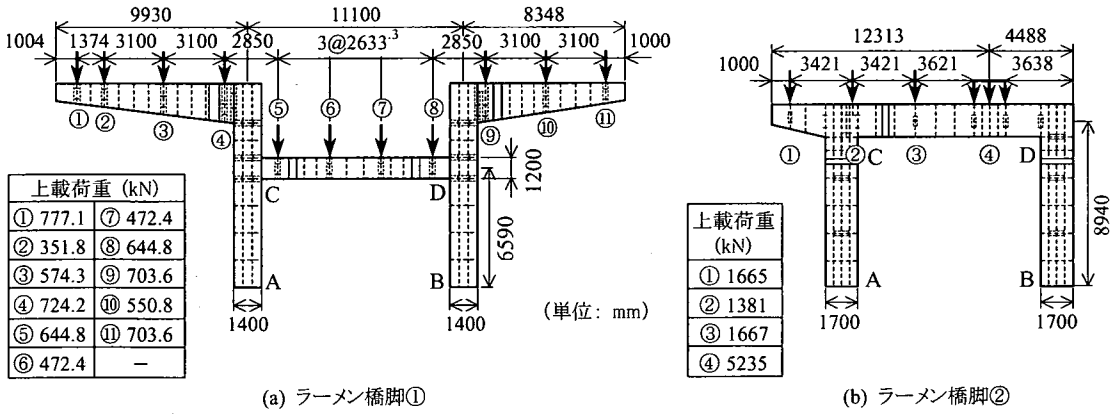


図-17 鋼製ラーメン橋脚概略図

表-10 鋼製ラーメン橋脚の諸元

ラーメン橋脚	部材	部材長 L (mm)	フランジ			ウェブ			縦リブ		横補剛材			材質†
			幅 b_f (mm)	板厚 t_f (mm)	パネル数 n_f	幅 b_w (mm)	板厚 t_w (mm)	パネル数 n_w	幅 b_r (mm)	板厚 t_r (mm)	幅 b_d (mm)	板厚 t_d (mm)	間隔† a (mm)	
①	AC	6590	1600	22	3	1400	15	3	120	11	200	12	1350	SM490A
	BD	6590	1600	18	3	1400	22	3	120	11	200	12	1350	SM490A
②	AC	8940	1700	19	4	1700	15	4	140	14	230	15	1447	SM490YA
	BD	8940	1700	22	4	1700	15	4	140	14	230	15	1447	SM490YA

† 基部における値または材質

表-11 鋼製ラーメン橋脚の補剛板パラメータ

ラーメン橋脚	部材	フランジ				ウェブ				
		R_R	R_F	η/η_{req}	σ_{cr}^* (MPa)	R_R	R_F	η/η_{req}	σ_{cr}^* (MPa)	τ_{cr}^* (MPa)
①	AC	0.5	0.7	0.5	348	0.6	0.6	1.2	343	381
	BD	0.6	0.6	0.9	349	0.4	0.6	0.7	353	398
②	AC	0.5	0.5	0.9	392	0.6	0.5	1.7	382	422
	BD	0.4	0.5	0.8	391	0.6	0.5	1.7	382	422

最大変位および残留変位をシェル要素 FEM 解析結果と比較した。

(1) 箱形断面鋼製単柱橋脚の地震時動的応答解析

表-1に示した箱形断面鋼製橋脚について、通常の上載荷重を載荷した状態で梁要素による地震時動的応答解析を行った。入力は2章と同様、JMA波を橋脚基部節点の水平方向に入力した。このときの軸力比を表-8に示す。

このうち局部座屈の発生した4ケースについて、部材長で無次元化した橋脚先端の相対変位 δ/L の時刻歴の比較を図-16に示す。また、全ケースの最大変位 δ_{max} と残留変位 δ_{res} の比較を局部座屈の有無の状況とともに表-9に示す。

表-9より、今回の解析例では、局部座屈発生の有無について、シェル要素解析と梁要素解析で相違はみられなかった。また、梁要素解析とシェル要素解析とで得られた橋脚先端の最大変位および残留変位は、局部座屈が発生した解析例においてもおおむね一致しているといえる。図-16に示した変位の時刻歴においても両者の差は小さく、塑性劣化ヒンジを含む梁要素 σ - ϵ モデルは、シェル要素モデルに代わるための十分な精度を有すると考えられる。

(2) 箱形断面鋼製ラーメン橋脚の震時動的応答解析

次に、図-17に示すような形状の鋼製ラーメン橋脚について前節と同様な地震時動的応答解析を行い、各ラーメン橋脚の左右の柱部材ACおよびBDの挙動につい

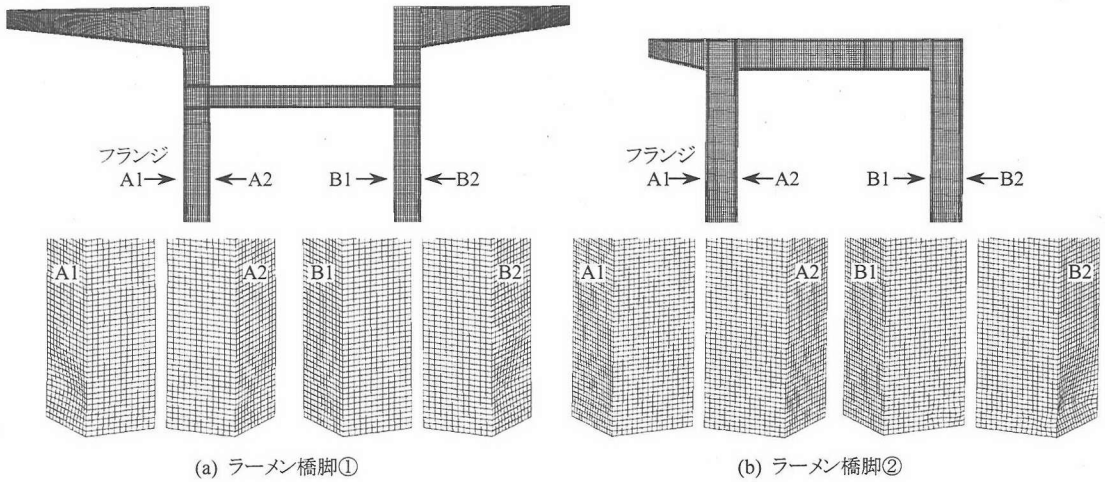
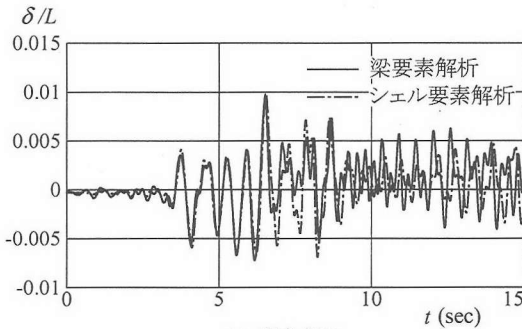
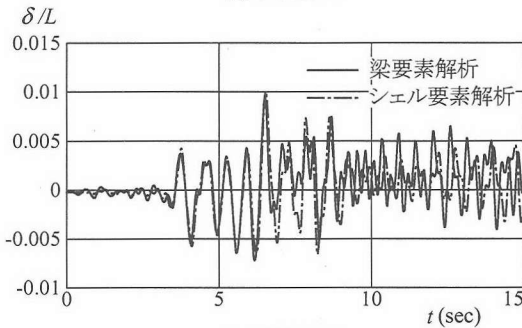


図-18 鋼製ラーメン橋脚有限要素モデル変形図(時刻 $t = 15 \text{ sec}$)

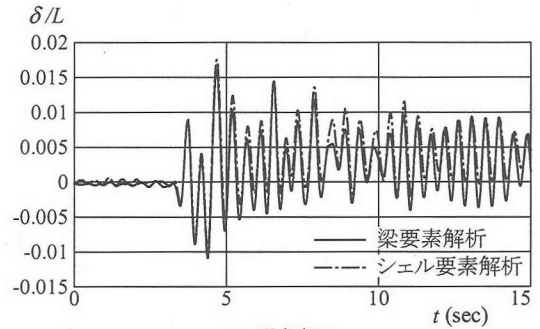


(a) 隅角部 B

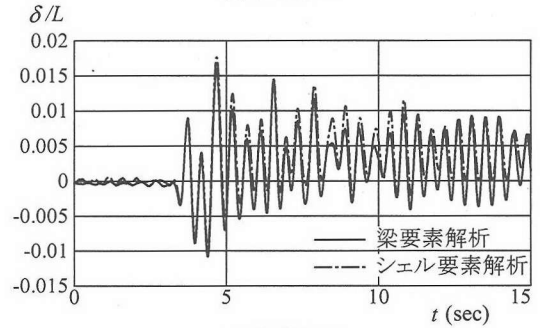


(b) 隅角部 D

図-19 鋼製ラーメン①の橋脚隅角部の相対変位時刻歴



(a) 隅角部 B



(b) 隅角部 D

図-20 鋼製ラーメン②の橋脚隅角部の相対変位時刻歴

て検討した。

鋼製ラーメン橋脚柱部の諸元を表-10に、橋脚基部のフランジおよびウェブ補剛板の各種パラメータを表-11に示す。

シェル要素モデルの変形図を図-18に示す。図-18の下段は基部の拡大図である。また、梁要素解析とシェル要素解析による、柱ACと柱BDの部材長で無次元化した橋脚先端の相対変位 δ/L の時刻歴の比較を図-19および図-20に、最大変位 δ_{max} と残留変位 δ_{res} の比較を表

-12に示す。

図-19および図-20より、梁要素解析とシェル要素解析とで変位時刻歴に若干の差があるものの、最大変位および残留変位については、ほぼ一致しているといえる(表-12)。

以上の結果より、箱形断面鋼製ラーメン橋脚の地震時動的応答解析に対して、塑性劣化ヒンジを含む梁要素 σ - ϵ モデルを用いた梁要素弾塑性有限変位解析が有効であることが確認された。

表-12 鋼製ラーメン橋脚の最大変位および残留変位の解析法による比較

ラーメン 橋脚	隅角部	δ_{max}/L (%)			δ_{res}/L (%)		
		シェル要素 解析 (S)	梁要素 解析 (B)	(B)-(S)	シェル要素 解析 (S)	梁要素 解析 (B)	(B)-(S)
①	C	1.0	0.9	-0.1	0.1	0.1	0.0
	D	1.0	1.0	0.0	0.1	0.1	0.0
②	C	1.8	1.6	-0.2	0.4	0.3	-0.1
	D	1.8	1.6	-0.2	0.4	0.3	-0.1

5. 結論

局部座屈による劣化の影響を考慮した梁要素モデルを用いて箱形断面鋼製橋脚の地震時動的応答解析を行い、以下のような結論を得た。ただし、今回の解析対象は既設橋脚を想定した η/η_{req} が1.5程度以下の比較的補剛材剛比の小さい鋼製橋脚であり、これらと補剛板パラメータが大きく異なる鋼製橋脚に対して一概にあてはまるものではない。

- (1) 箱形断面鋼製橋脚のダイヤフラム間で局部座屈が発生した状態を塑性劣化ヒンジとよぶことにすれば、塑性劣化ヒンジの幾何学的な剛性低下を考慮した平均的な応力-ひずみ関係をもつ梁要素の弾塑性有限変位解析により、局部座屈を伴う任意形状の箱形断面鋼製橋脚の地震時動的応答を、最大変位、残留変位ともに設計実務で許容し得る精度をもって予測することができる。
- (2) 箱形断面鋼製橋脚の地震時の水平反力-水平変位関係を評価するには、塑性劣化ヒンジに相当する梁要素の応力-ひずみ関係を、引張側では材料の弾塑性挙動、圧縮側ではダイヤフラム間における座屈応力を最大応力としその後軟化するものとすればよい。座屈応力は、フランジではフランジ補剛板の多リブモデルによる座屈応力とし、ウェブではウェブ補剛板の各パネルの板座屈応力とすることができる。また、軟化後の軸方向応力は座屈応力 σ_{cr} と塑性ひずみ ϵ_p の関数により近似できる。
- (3) フランジ、ウェブのいずれにおいても、ダイヤフラム間の平均的な応力-ひずみ関係における除荷剛性が、局部座屈の進展に伴い面外変形の影響を受けて小さくなる傾向がある。塑性劣化ヒンジに相当する梁要素では、その程度は除荷時の軸方向応力と座屈応力との比 σ/σ_{cr} の二次関数として近似できる。
- (4) ウェブではせん断応力が降伏に寄与する程度が大きいため、せん断変形を許すTimoshenko梁によるモデル化が適切である。また、梁要素により塑性劣化ヒンジをモデル化する際には、塑性劣化ヒンジの力学的挙動を平均化した梁要素の応力-ひずみ

関係が用いられるため、応力およびひずみが塑性劣化ヒンジの長さ方向では一点のみで評価されるべきである。したがって、梁要素は要素軸方向にただ一つのGauss積分点をもつ1次要素とし、要素数はダイヤフラム間隔に対して一つのみ使用するのが適切である。

- (5) 比較的補剛材剛比の小さい既設箱形断面鋼製橋脚に対して、塑性劣化ヒンジを含む梁要素 σ - ϵ モデルを用いた弾塑性有限変位解析を、シェル要素FEM解析の代替解析法として、鋼製橋脚の耐震性能のひとつである残留変位の評価に利用できる。

謝辞：本研究は、文部科学省平成13年度科学技術振興調整費「構造物の破壊過程解明に基づく生活基盤の地震防災性向上に関する研究」および文部科学省平成13年度科学研究補助金(基盤(A)(2))「地表地震断層に対する社会基盤施設の防災性向上に関する研究」(代表：濱田政則)の援助を受けました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編・II 鋼橋編，1973年2月
- 2) 日本道路協会編：道路橋の耐震設計に関する資料，1996年4月
- 3) 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
- 4) 宇佐美勉，織田博孝：鋼構造物の耐震解析および耐震照査法に関する研究展望，土木学会論文集，第668号/I-54，pp.1-16，2001年1月
- 5) 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，第549号/I-37，pp.191-204，1996年10月
- 6) 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，第626号/I-48，pp.231-240，1999年7月
- 7) 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編: 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, 日本鋼構造協会, 2000年4月
- 8) 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, 編: 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
 - 9) 崎元達郎, 渡辺浩, 中島黄太: 局部座屈を考慮した鋼箱形断面部材の復元力モデル, 土木学会論文集, 第647号 / I -51, pp.343-355, 2000年4月
 - 10) 磯江暁, 大南亮一, 古川孝男, 岸田和人, 石毛立也: 繰り返し載荷時の挙動を簡易化した鋼製箱形断面橋脚の解析手法の開発, 土木学会論文集, 第584号 / I -42, pp.149-161, 1998年1月
 - 11) 小澤一誠, 石川貴士, 王慶雲, 後藤芳顯: 鋼製橋脚を対象とした圧縮補剛板の単調載荷挙動における平均応力-平均ひずみ関係のモデル化, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.125-136, 1999年3月
 - 12) 小澤一誠, 王慶雲, 後藤芳顯: 座屈モードの局所化を考慮した補剛板の軟化型構成則を用いた鋼製橋脚のPushover解析, 土木学会論文集, 第689号 / I -57, pp.225-237, 2001年10月
 - 13) Pietruszczak, S.T. and Mróz, Z.: Finite Element Analysis of Deformation of Strain-softening Materials, *Int. J. Num. Meth. Eng.*, 17, pp.327-334, 1981
 - 14) 久田俊明, 野口裕久: 非線形有限要素法の基礎と応用, 丸善, 1995年12月
 - 15) 小玉乃理子, 依田照彦: 局部座屈を考慮した箱形断面鋼製橋脚の水平耐力と変位の評価, 鋼構造論文集, Vol.8, No.32, pp.33-46, 2001年12月
 - 16) 後藤芳顯, 奥村徹, 鈴木昌哉: 非線形はりモデルを用いた鋼製橋脚の耐震解析における幾何学的非線形性とせん断変形の影響, 土木学会論文集, 第696号 / I -58, pp.157-172, 2002年1月
 - 17) Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc.: *ABAQUS Standard User's Manual Version 5.8*, 1998
 - 18) JSCE Committee of Earthquake Engineering: *THE 1995 HYOYOKEN-NANBU EARTHQUAKE*, 1996.6
 - 19) 坂野茂, 宇佐美勉, 水野英二: 修正二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, 第525号 / I -33, pp.1-15, 1995年10月
 - 20) 奈良敬, 小松定夫: 補剛された圧縮板の極限強度曲線に関する統計学的研究, 土木学会論文集, 第392号 / I -9, pp.289-296, 1988年4月
 - 21) 土木学会鋼構造委員会編: 鋼構造物の終局強度と設計, 鋼構造シリーズ6, 土木学会, 1994年7月
 - 22) チモシェンコ: 挫屈理論, コロナ社, 1972年12月
 - 23) Chen, W.F. and Han, D.J.: *Plasticity for Structural Engineers*, Springer-Verlag, 1988
 - 24) 長柱研究委員会編: 弾性安定要覧, コロナ社, 1969年8月
 - 25) 日本機械学会: 計算力学ハンドブック (I 有限要素法構造編), 1998年7月

(2002. 4. 8 受付)

DYNAMIC RESPONSE ANALYSIS OF BOX SECTION STEEL FRAMES CONSIDERING LOCAL BUCKLING

Noriko KODAMA and Teruhiko YODA

A dynamic response analysis method for evaluation of the maximum and residual displacements of steel piers or frames with box sections is proposed. A "plastic deteriorating hinge" is defined as a deteriorating area in the stiffened plates, which is due to local buckling. The buckling stress, the softening stress - strain relation and the decrease in unloading stiffness of a plastic deteriorating hinge are formulated from FEM studies with shell elements, and they are implemented in the stress - strain relation of a beam element.

The maximum and residual displacements of steel frames are successfully predicted by finite displacement analyses with such beams, which can be used for evaluation of seismic performance of existing steel frames.