箱形断面鋼製２層ラーメン橋脚の時刻歴応答解析

小玉乃理子[1]・依田照彦[2]

[1]独立行政法人 防災科学技術研究所 地震防災フロンティア研究センター 川崎ラボラトリー研究員
（〒210-0855 神奈川県川崎市川崎区南渡田町1-2）
E-mail:kodama@kedm.bosai.go.jp
[2]早稲田大学理工学部教授（〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1）
E-mail:yoda1914@waseda.jp

箱型断面２層鋼製ラーメン橋脚は動的挙動が複雑であるため，通常の１自由度振動系に基づく簡易解析では地震時動的応答を合理的に評価できない．そこで，梁要素σ－εモデルを用いた時刻歴応答解析により，鋼製ラーメン橋脚隅角部の橋軸直角方向最大変位および強震後の残留変位の算出を試みた．既設の鋼製ラーメン橋脚では，強震時に柱部のみならず梁部においても局部座屈が発生する可能性があるため，それらの影響を考慮したσ－εモデルの定式化および要素分割方法を示した．各隅角部の最大変位および残留変位がシェル要素ＦＥＭ解析による結果とほぼ一致したことから，提案するモデルが既設鋼製橋脚の耐震性能の評価に有効であることを確認した．

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

１．はじめに

兵庫県南部地震後の耐震設計基準の改訂に伴い，既設土木構造物の詳細な耐震診断にあたっては，目標耐震性能を満たさない構造物の耐震補強は，最新の耐震基準による新設構造物と同等の耐震性能を付与することが原則とされた[1)]．

道路橋の場合，現時点では平成14年版道路橋示方書・同解説の耐震設計編[2)] の内容を満たすことが要求される．ＲＣ橋脚および鋼製橋脚に関しては，耐震性能２は応答塑性率が許容塑性率以下であること，および残留変位が許容残留変位以下であることの二点について，耐震性能３は応答塑性率が許容塑性率以下であることについて照査される．

充填されていない鋼製橋脚の最大変位（もしくは応答塑性率）および残留変位を評価する際には，局部座屈の影響を考慮する必要がある．本論文では，$\gamma_l/\gamma_{l.req}$（γ_l：補剛材剛比，$\gamma_{l.req}$：必要補剛材剛比）が1.5 程度以下の一層の鋼製箱形断面ラーメン橋脚の時刻歴応答解析における有効性を確認している，塑性劣化ヒンジを含む梁要素$\sigma-\varepsilon$モデルを用いた弾塑性有限変位解析[3)] を，既設橋脚を想定した２層の鋼製箱形断面ラーメン橋脚の時刻歴応答解析に適用した．シェル要素を用いたFEM解析結果との比較により，同手法の最大変位および残留変位の評価法としての有効性について検討した．

２．局部座屈の影響を考慮した梁要素モデル

局部座屈時の箱形断面鋼製柱の横補剛材間ごとの平均応力－平均ひずみ関係の概要を**図-1**[3)] に示す．梁要素$\sigma-\varepsilon$モデルの概略を以下に示すが，詳細な定式化については文献3) を参照されたい．

ここで，横補剛材間でフランジ補剛板またはウェブ補剛板に局部座屈が発生した状態を，簡単のため塑性劣化ヒンジと称している．

(1) 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．硬化則には移動硬化則を用い，降伏条件にはvon Mises型の降伏条件式[4)] を使用した．

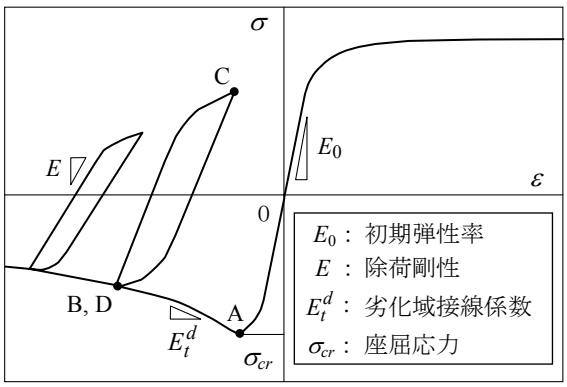

図-1　局部座屈部の軸方向応力σ－ひずみε関係の概要

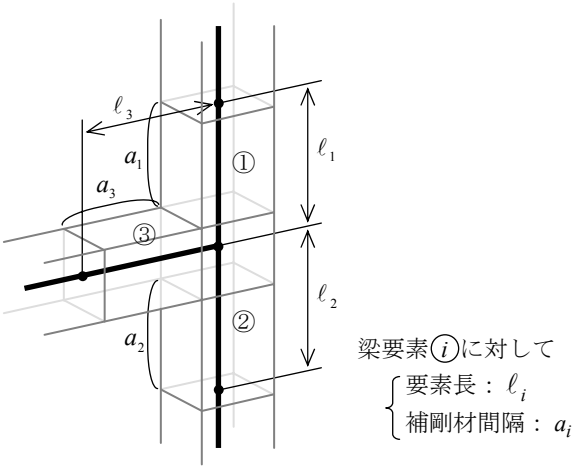

図-2　隅角部の梁要素分割

(2) 局部座屈応力の評価

フランジの局部座屈応力の算出には，圧縮補剛板の多リブモデル[5), 6)]を採用し，フランジの一部を成すT字柱の座屈応力により近似した．

また，ウェブの局部座屈応力は，パネルごとに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応力[7)]として近似した．

(3) 局部座屈後の応力－ひずみ関係

局部座屈後の接線剛性E_t^d（**図-1**参照）は，局部座屈後の塑性係数H_p^dを用いて次式で表される[4)]．

$$E_t^d = \frac{EH_p^d}{E + H_p^d} \tag{1}$$

塑性係数H_p^dは，箱形断面鋼製橋脚のシェル要素FEM解析結果[3)]より得られた，塑性劣化ヒンジにおける平均軸方向応力σ－平均塑性ひずみε_p関係の近似式から求められる負値である．

(4) 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，箱形断面鋼製橋脚のシェル要素解析結果から得られた近似式[3)]を用いた．

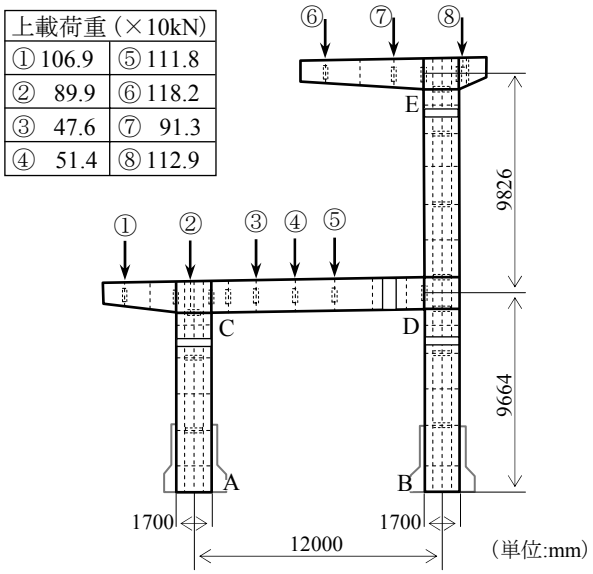

図-3　２層鋼製ラーメン橋脚概略図

(5) 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-1**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．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とき（**図-1**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．

(6) 要素分割と梁要素の選択

ここでの梁要素の応力－ひずみ関係は，塑性劣化ヒンジの力学的挙動を横補剛材間で平均化したものであるから，梁要素は要素軸方向にただ一つのGauss積分点をもつ１次のTimoshenko梁要素とした．

隅角部に位置する梁要素は，隅角部に隣接する梁または柱の横補剛材間隔aに基づいて求めた座屈特性を有するものとした．また，要素長はその横補剛材間隔に隅角部中心までの距離を加えたものとした（**図-2**）．

３．２層箱形断面鋼製ラーメン橋脚の時刻歴応答解析

塑性劣化ヒンジを含む梁要素σ–εモデルを用いて，**図-3**に示した２層箱形断面鋼製ラーメン橋脚の梁要素による地震時動的応答解析を行い，各隅角部の最

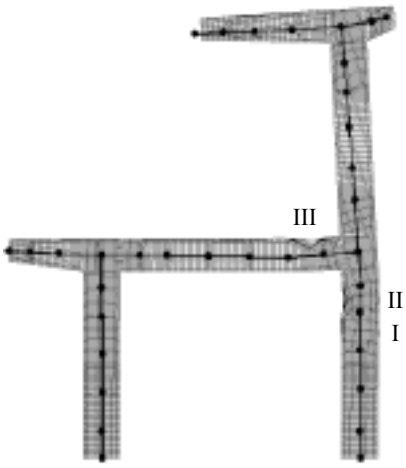

図-4 解析法による鋼製ラーメン橋脚の変形形状の比較
（変形倍率3倍，t=15sec）

表-1 局部座屈が発生した横補剛材間における補剛板パラメータ

位置	フランジ			ウェブ		
	R_R	R_F	$\gamma_l/\gamma_{l\cdot req}$	R_R	R_F	$\gamma_l/\gamma_{l\cdot req}$
I	0.3	0.6	0.8	0.5	0.5	1.2
II	0.3	0.4	1.4	0.5	0.4	2.1
III	0.4	0.7	0.5	–	–	–

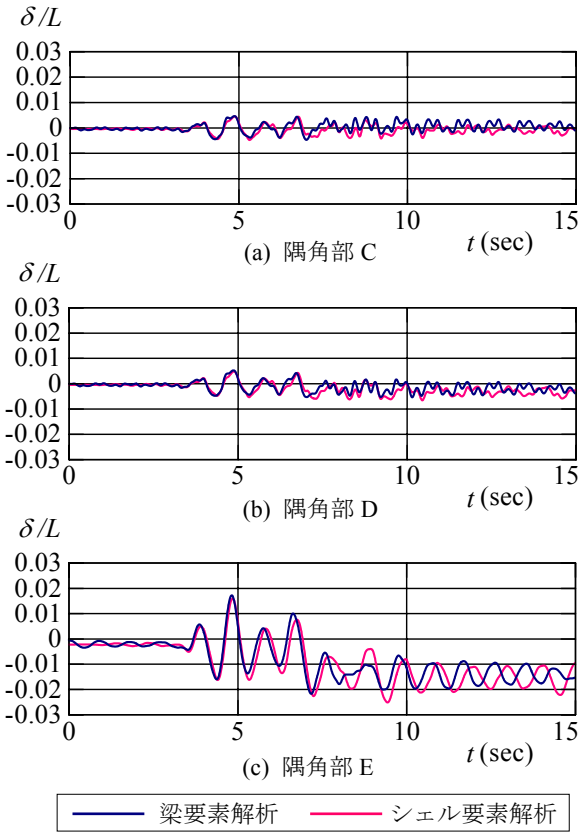

図-5 ラーメン橋脚隅角部の水平相対変位時刻歴

表-2 局部座屈が発生した横補剛材間における断面諸元

位置	フランジ			ウェブ			縦補剛材		横補剛材		
	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)
I	1700	25	4	1700	16	4	140	14	230	15	1800
II	1700	25	4	1700	16	4	140	14	230	15	1350
III	1700	22	4	1500	14	1	140	14	230	15	1414

大変位および残留変位をシェル要素を用いたFEM解析結果と比較した．

(1) シェル要素を用いた時刻歴応答解析

シェル要素を用いたFEM解析は，汎用FEMコードABAQUS/Standard Version 5.8[8] 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た．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[9]（以後JMA波とする）を，ラーメン橋脚の面内水平方向へ橋脚基部の各節点に入力した．

(2) 梁要素σ–εモデルを用いた時刻歴応答解析

塑性劣化ヒンジを含む梁要素σ–εモデルを用いた時刻歴応答解析は，時間領域の離散化にNewmark–β法[10]（γ=1/2，β=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Δt=2msecとした．

(3) 最大変位および残留変位の解析法による比較

解析法による変形図の比較を**図-4**に示す．また，隅角部C，DおよびEにおける高さで無次元化した相対変位δ/Hの時刻歴を**図-5**に示す．

隅角部D周辺の局部座屈が発生した横補剛材間における補剛板パラメータおよび断面諸元は**表-1**および**表-2**のとおりである．

図-5より，梁要素解析とシェル要素解析とでは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はほぼ一致しているといえる．

解析に要した時間は，十分なメモリサイズを有する1CPUのワークステーションを使用した場合，シェル要素解析（要素数19900，1/2モデル）では約120時間，梁要素解析（要素数35）では約8分であった．

以上の結果より，２層の箱形断面鋼製ラーメン橋脚の時刻歴応答解析による最大変位および残留変位の評価には，塑性劣化ヒンジを含む梁要素$\sigma-\varepsilon$モデルを用いた弾塑性有限変位解析が有効であることが確認された．

4. 結論

局部座屈による劣化の影響を考慮した梁要素$\sigma-\varepsilon$モデルを用いて，比較的補剛材剛比の小さい２層箱形断面鋼製ラーメン橋脚の時刻歴応答解析を行い，以下に示す結論を得た．

(1) 局部座屈の影響を考慮した梁要素の弾塑性有限変位解析により，局部座屈を伴う２層の箱形断面鋼製ラーメン橋脚の地震時動的応答を，最大変位，残留変位ともにシェル要素FEM解析と同程度の精度をもって予測することができる．

(2) 塑性劣化ヒンジを含む梁要素$\sigma-\varepsilon$モデルを用いた弾塑性有限変位解析は，鋼製橋脚の局部座屈の影響を考慮しつつ，シェル要素FEM解析と比して計算時間を短縮することが可能である．

(3) 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$\sigma-\varepsilon$モデルを用いた弾塑性有限変位解析を，鋼製橋脚の最大変位および残留変位の評価に利用できる．

謝辞: 本研究は，文部科学省が推進している「大都市大震災軽減化特別プロジェクト」の一環として行われたものである．ここに記して謝意を表す．

参考文献

1) 土木学会：土木学会耐震基準等に関する提言集，1996年
2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ｖ耐震設計編，2002年
3) 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地震時動的応答解析，土木学会論文集，第731号/ I-63，pp.169-184，2003年
4) Chen, W.F. and Han, D.J.: *Plasticity for Structural Engineers*, Springer−Verlag, 1988.
5) 中井博，北田俊行，田井戸米好，福岡悟：縦・横補剛材および縦桁を有する圧縮板の一設計法，構造工学論文集，Vol.31A，pp.103-114，1985年
6) 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
7) 長柱研究委員会編：弾性安定要覧，コロナ社，1969年
8) Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.：*ABAQUS/Standard User's Manual Version 5.8*, 1998.
9) JSCE Committee of Earthquake Engineering： *THE 1995 HYOGOKEN−NANBU EARTHQUAKE*, 1996.
10) 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
11) 小玉乃理子：局部座屈の影響を考慮した箱形断面鋼製橋脚の時刻歴応答解析，早稲田大学博士論文，2003年

（2003. 9. 11 受付）

TIME-HISTORY RESPONSE ANALYSIS OF TWO-STORY BOX SECTION STEEL FRAMES

Noriko KODAMA and Teruhiko YODA

A time-history response analysis method for seismic diagnosis of existing box section steel frames was proposed and verified. The principal features of the analysis method are as follows: i) using $\sigma-\varepsilon$ (stress − strain) hysteresis model, ii) using beam Finite Elements and iii) considering local buckling of steel frames.

The proposed model was applied to time-history response analysis of two-story box section steel frames. The maximum displacement and the residual displacement of the corners in the rigid frame were consistent with those calculated by FE analysis using shell elements. These results show the effectiveness of the proposed model for evaluating the maximum horizontal displacement and the residual displacement of box section steel frames.